

VIGAS DE ULTRA ELEVADA DURABILIDADE E BAIXA DOSAGEM DE CIMENTO: ESTUDO DA APLICAÇÃO DA CAMADA DE PROTEÇÃO

Dissertação apresentada para a obtenção do grau de Mestre em
Engenharia Civil: Especialização em Construção Urbana

Autor

Rafael Fernando Morgado Gonçalves

Orientadores

Prof. Doutor Hugo Sérgio Sousa Costa

Instituto Politécnico de Coimbra
Instituto Superior de Engenharia de Coimbra

Prof. Doutor Ricardo Nuno Francisco do Carmo

Instituto Politécnico de Coimbra
Instituto Superior de Engenharia de Coimbra

Coimbra, outubro 2018

*“Quanto mais aumenta nosso conhecimento,
mais evidente fica nossa ignorância”*

John F. Kennedy

AGRADECIMENTOS

Agradeço aos Professores Doutor Ricardo do Carmo e Doutor Hugo Costa, pelos conhecimentos transmitidos durante toda a minha formação. Foi com grande apreço que desenvolvi este trabalho sob a sua orientação. Obrigado pelos incentivos e conselhos prestados, fundamentais para a realização desta investigação, bem como por toda a dedicação, compreensão e disponibilidade sempre demonstrada.

Quero agradecer também ao técnico António Amaral, pelo tempo despendido e pela alegria proporcionada durante este trabalho de investigação.

Ao Instituto Superior de Engenharia de Coimbra, em particular ao Departamento de Engenharia Civil, por me dar a oportunidade de desenvolver um projeto de carácter experimental.

Ao meu amigo e colega de mestrado, Ricardo Martins, dirijo o meu obrigado, pela ajuda proporcionada e pelos bons momentos partilhados, sem os quais não era possível a concretização deste projeto.

A todos os amigos que fiz em Coimbra ao longo do meu percurso académico. Aos meus amigos Rúben Antão, João Soares e Tiago Saraiva, pelo apoio, pelos bons momentos passados que me fazem orgulhar de os ter conhecido.

Por último, mas não menos importante, um agradecimento especial aos meus Pais, por toda a orientação, carinho, companhia e apoio que proporcionaram em todo o meu percurso de vida.

RESUMO

Os avanços científicos e tecnológicos no estudo dos betões, particularmente ao nível da microestrutura de materiais compósitos cimentícios e dos seus constituintes, associados às preocupações ambientais relacionadas com a produção e elevado consumo de cimento Portland, conduziram ao desenvolvimento de betões de ultra-elevado desempenho/durabilidade (UHDC) e de diversos tipos de betão eco-eficiente, entre os quais os betões com baixa dosagem de cimento (LBC).

A redução da dosagem de cimento pode ser conseguida através da sua substituição parcial por adições, originando betões com diferente desempenho da matriz ligante e com diferentes propriedades mecânicas, relativamente aos betões correntes.

Os betões de ultra-elevado desempenho são, atualmente, empregues apenas em situações mais específicas, sobretudo em edifícios ou estruturas especiais e em estruturas localizadas em ambientes particularmente agressivos. Assim, o conhecimento associado a este tipo de betões não se encontra generalizado e é importante contribuir para a sua disseminação.

Neste contexto, a presente dissertação tem como objetivo testar o conceito da ‘superskin’ em elementos estruturais, aplicando uma camada exterior de UHDC em elementos de LBC, sendo que o estudo será focado essencialmente na análise do modo de aplicação da camada exterior de recobrimento. Assim, decidiu-se estudar o comportamento de vigas de betão sujeitas a esforços de corte e de flexão, comparando posteriormente o comportamento das vigas com ‘superskin’ com o comportamento das vigas de referência, isto é, sem ‘superskin’. Foram realizados 9 ensaios em vigas simplesmente apoiadas, com uma carga concentrada aplicada a meio vão, que podem ser divididos em dois tipos de ensaios: (i) à flexão – onde a rotura da viga foi por flexão; (ii) ao corte – onde a rotura foi por esforço transversal. Nos dois tipos de ensaios foram usadas diferentes taxas de armadura e diferentes modos de aplicação da ‘superskin’.

Com base nos dados recolhidos durante os ensaios experimentais, estudou-se: a relação carga-deslocamento, os valores teóricos e experimentais do esforço transversal e do momento, a curvatura, a rigidez, a fendilhação e os índices de ductilidade. Da análise de resultados, foi possível observar que o comportamento estrutural de vigas de betão com utilização da ‘superskin’ é bastante satisfatório e, em geral, melhor em relação ao comportamento das vigas de referência. A utilização da ‘superskin’ como uma peça única e sem juntas, apresenta ainda melhor desempenho, tanto na flexão como no corte, comparativamente à utilização da ‘superskin’ como placas separadas. Demonstrou-se que a utilização do conceito de ‘superskin’ pode ser usada na reabilitação de edifícios, desde que as condições de aplicação sejam idênticas às condições estudadas neste trabalho.

Palavras-chave: betões eco-eficientes, betões de ultra-elevado desempenho/durabilidade, ‘superskin’, resistência, corte, flexão, vigas.

ABSTRACT

The scientific and technological developments on the concrete studies, specially at the level of the microstructure of concrete composite materials and its components, associated with the environmental worries related with the production and elevated consumption of Portland concrete, led to the development of concretes of ultra-high durability concrete (UHDC) and also several types of eco-efficient concrete, including low binder concrete (LBC).

The reduction of cement dosage can be achieved by its partial substitution through additions, producing concrete with different performances of their binding matrix and with different mechanical properties, in contrast with the current concrete.

UHDC are, currently, used only on special situations, especially on skyscrapers or other special structures, or even structures located on particularly severe environments. This means that, knowledge about those types of concrete is not well known and it is very important to spread the knowledge about them, due to their many advantages.

In this context, it was defined as main objective to test the concept of “superskin” on elemental structures, applying an outer layer of UHDC on LBC elements, being mainly focused on the analysis of the mode of application of the overlay layer. It was decided to study the behavior of concrete beams subject to shear and flexural forces, making the comparison between “superskin” covered beams and reference beams without “superskin”. Nine tests were made on beams that were simply supported, with a concentrated load applied at mid span, and that can be divided into two essay types: (i) to flexure – were the failure of the beam was by bending moment; (ii) to shear – were the failure was made by shear force. On both tests, different steel reinforcement ratios were used and different location and modes of placing the “superskin” were also tested.

Based on the results collected during the experiments, it was studied: relation load-displacement, theoretical and experimental values of transversal effort and from moment effort, the curvature, stiffness, cracking and ductility index. From the results analysis, it was possible to observe that the structural behavior of concrete beams with the “superskin” use is quite satisfactory and, in general, better than the behavior of the reference beams. Moreover, the use of “superskin” as a unique piece, both in flexure and shear, presents better performance in comparison with the use of “superskin” as separated pieces. It was demonstrated that the use of the “superskin” concept can be used on building rehabilitation, as long as the conditions of application are similar to those used on this study.

Keywords: eco-efficient concrete, ultra-high performance / durability concrete, “superskin”, strength, shear, flexure, concrete beams.

ÍNDICE

AGRADECIMENTOS	v
RESUMO	vii
ABSTRACT	ix
ÍNDICE.....	xi
ÍNDICE DE FIGURAS	xv
ÍNDICE DE QUADROS	xix
SIMBOLOGIA	xxi
ABREVIATURAS E ACRÓNIMOS	xxv
Capítulo 1 – Introdução	1
1.1 Enquadramento do Tema.....	1
1.2 Objetivos e Metodologia	2
1.3 Organização do Documento	3
Capítulo 2 – Betões, Durabilidade e Interface entre Betões.....	5
2.1 Evolução da tecnologia do Betão	5
2.2 Durabilidade	5
2.2.1 Generalidades	5
2.2.2 Parâmetros indicadores do desempenho em termos de durabilidade	7
2.3 Betão com reduzida dosagem de cimento	9
2.3.1 Enquadramento.....	9
2.3.2 Betões eco-eficientes	10
2.4 Betões de elevado desempenho	13
2.4.1 Aplicações	15
2.4.2 Incorporação das Fibras de Aço em Betões.....	16
2.5 Interface de Betões de Diferentes Idades	18
2.5.1 Resistência da interface entre betões	19
2.5.2 Resistência longitudinal de interfaces segundo os códigos existentes	21
2.5.3 Caracterização experimental de interfaces	23
Capítulo 3 – Programa Experimental	25
3.1 Enquadramento.....	25
3.2 Ensaio de corte inclinado.....	25
3.2.1 Caracterização experimental de interfaces com UHDC	25

3.2.2	Preparação dos provetes.....	26
3.2.3	Realização dos ensaios.....	29
3.2.4	Resultados.....	30
3.3	Materiais.....	31
3.4	Caracterização dos betões.....	31
3.4.1	Composições.....	31
3.5	Características Resistentes dos Betões.....	37
3.5.1	Resistência à compressão.....	37
3.5.2	Resistência à Tração por Compressão Diametral.....	37
3.5.3	Módulo de Elasticidade.....	38
3.5.4	Resistência à Tração por Flexão.....	39
3.5.5	Resultados.....	40
3.6	Descrição das vigas ensaiadas.....	41
3.6.1	Caracterização das armaduras.....	43
3.7	Produção das vigas.....	46
3.8	Descrição dos Ensaios e Instrumentação.....	49
Capítulo 4 – Análise de Resultados.....		55
4.1	Controlo das Medições.....	55
4.1.1	Relação Força do Atuador - \sum Reações.....	55
4.1.2	Deslocamento na secção a meio vão.....	56
4.1.3	Deslocamento do LVDT1 e LVDT3.....	56
4.2	Relação Força - Deslocamento.....	57
4.2.1	Análise das vigas com rotura por Flexão.....	59
4.2.2	Análise das vigas com rotura ao Corte.....	60
4.2.3	Deformada das vigas.....	61
4.3	Relação Momento - Curvatura.....	64
4.3.1	Análise das vigas com rotura por Flexão.....	68
4.3.2	Análise das vigas com rotura ao Corte.....	70
4.4	Análise da Rigidez à Flexão.....	70
4.4.1	Rigidez Teórica.....	71
4.4.2	Rigidez Experimental.....	72
4.4.3	Comparação da rigidez à flexão teórica e experimental.....	74
4.5	Análise da Capacidade Resistente.....	77
4.5.1	Análise dos Valores de Momento.....	78
4.5.2	Análise dos Valores de Esforço Transverso.....	82

4.6	Análise da Rotura	85
4.6.1	Fendilhação.....	85
4.6.2	Índices de Ductilidade	91
Capítulo 5 – Considerações Finais e Estudos Futuros.....		95
5.1	Conclusões Principais.....	95
5.2	Desenvolvimentos Futuros	98
REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS		a
Anexo A – Controlo de Medições		e
Anexo B – Relação Carga-Deslocamento – Rotura à Flexão.....		m
Anexo C – Relação Carga-Deslocamento – Rotura ao Corte.....		o
Anexo D – Determinação da Curvatura Experimental.....		q
Anexo E – Relação $M - 1/r$ - Rotura à Flexão		u
Anexo F – Relação $M - 1/r$ - Rotura ao Corte		y
Anexo G – Cálculo do $EI_{I,teo}$ e do $EI_{II,teo}$		aa
Anexo H – Cálculo do M_{teo}		ii
Anexo I – Cálculo do V_{teo}		mm

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura 2.1 – Vida útil e vida residual de uma estrutura (Coutinho, 1998)	6
Figura 2.2 – Proteção das estruturas à introdução de água (Fernandes, 2011).....	7
Figura 2.3 – Porosidade dos capilares em comparação com razão A/C (Fernandes, 2011).....	8
Figura 2.4 – Patologia do consumo, adaptado de (Azevedo, 2002)	10
Figura 2.5 – Chaves para diminuição o consumo de cimento, adaptado de (Azevedo, 2002) .	11
Figura 2.6 – Vantagens dos betões eco-eficientes, adaptado de (Azevedo, 2002).....	13
Figura 2.7 – Parâmetros que influenciam o desempenho do BFRA (Gomes, 2013)	17
Figura 2.8 – Superfícies representativas de: a) UHDC; b) BDN.....	19
Figura 2.9 – Modelo de cisalhamento (“dentes de serra”) utilizado na teoria do corte-atrito (Azevedo, 2002)	20
Figura 2.10 – Slant Shear Test: a) dimensões características; b) tensão na interface (Saldanha et al, 2012)	23
Figura 3.1 – Produção das metades de substrato dos provetes de corte inclinado (a, b1, b2 e b3)	27
Figura 3.2 – Preparação e betonagem final dos provetes de corte inclinado.....	27
Figura 3.3 – Provetes do ensaio de corte inclinado	28
Figura 3.4 – Embalagem e aspeto do desativador de superfície PRITI vert	28
Figura 3.5 – Ensaio de provete de corte inclinado	29
Figura 3.6 – Tipo de rotura do ensaio em provetes de corte inclinado.....	29
Figura 3.7 – Esquema explicativo da produção das vigas	31
Figura 3.8 – Aspeto macroscópico dos ligantes utilizados.....	33
Figura 3.9 – Aspeto macroscópico dos agregados finos	34
Figura 3.10 – Aspeto macroscópico do agregado grosso	35
Figura 3.11 – Embalagem e aspeto do adjuvante MasterGlenium SKY 526.....	36
Figura 3.12 – Aspeto macroscópico das fibras utilizadas	36
Figura 3.13 – Ensaio de tração por flexão	39
Figura 3.14 – Diagramas carga-deslocamento dos ensaios tração por flexão.....	40
Figura 3.15 – Modo de aplicação da ‘superskin’	42
Figura 3.16 – Corte longitudinal e transversal das peças V1, V4 e V8.....	43
Figura 3.17 – Corte longitudinal e transversal das peças V2, V5 e V9.....	44
Figura 3.18 – Corte longitudinal e transversal das peças V3, V6 e V7.....	45
Figura 3.19 – Aspeto das armaduras utilizadas nas vigas (a, b e c)	46
Figura 3.20 – Esquema da cofragem das vigas em CAD®	46
Figura 3.21 – Cofragem metálica e armaduras.....	47
Figura 3.22 – Execução de amassaduras	47
Figura 3.23 – Betonagem e cura das vigas	48
Figura 3.24 – Descofragem e cura prolongada das vigas	49

Figura 3.25 – Pórtico de ensaio.....	50
Figura 3.26 – Esquema do Pórtico de ensaio (Saldanha et al, 2012).....	51
Figura 3.27 – Viga preparadas para ensaio e durante o ensaio.	52
Figura 3.28 – Esquema detalhado do equipamento de ensaio (Saldanha et al, 2012)	53
Figura 3.29 – Célula de carga no apoio e equipamento de controlo e aquisição de dados.....	54
Figura 4.1 – Diagramas força-somatório das reações das vigas V1_Ref_F_LBC_1,3% e V2_Ref_F_LBC_3,32%	55
Figura 4.2 – Diagramas do deslocamento a meio vão das vigas V1_Ref_F_LBC_1,3% e V2_Ref_F_LBC_3,32%	56
Figura 4.3 – Diagramas do deslocamento LVDT1 e LVDT3 das vigas V1_Ref_F_LBC_1,3% e V2_Ref_F_LBC_3,32%	57
Figura 4.4 – Diagramas carga-deslocamento das vigas com rotura à flexão.....	58
Figura 4.5 – Diagramas carga-deslocamento das vigas com rotura ao corte.....	58
Figura 4.6– Evolução da deformação das vigas ensaiadas (1).....	62
Figura 4.7 – Evolução da deformação das vigas ensaiadas (2).....	63
Figura 4.8 – Deformação das vigas ensaiadas - F = 80 kN.....	64
Figura 4.9 – Esquemas para cálculo da curvatura (Saldanha et al, 2012).....	65
Figura 4.10 – Diagramas M-1/r das vigas com rotura à flexão (a, b)	67
Figura 4.11 – Diagramas M-1/r das vigas com rotura ao corte (a, b)	68
Figura 4.12 – Diagramas M-1/r das vigas com rotura à flexão ($\rho=1,3\%$) - Método 1.....	69
Figura 4.13 – Diagramas M-1/r das vigas com rotura à flexão ($\rho=3,32\%$) - Método 1.....	69
Figura 4.14 – Diagramas M-1/r das vigas com rotura ao corte - Método 1	70
Figura 4.15 – Diagramas M-1/r para análise da rigidez experimental.....	73
Figura 4.16– Comparação da rigidez teórica e experimental para as vigas V4_F_SK_S_1,3% e V8_F_SK_U_1,3%	75
Figura 4.17– Comparação da rigidez teórica e experimental para as vigas V5_F_SK_S_3,32% e V9_F_SK_U_3,32%	75
Figura 4.18 – Comparação da rigidez teórica e experimental para as vigas V6_C_SK_U_3,32% e V7_C_SK_S_3,32%.....	77
Figura 4.19 – Distribuição tensões para cálculo do M_{teo} - vigas de referência.....	78
Figura 4.20 – Distribuição de tensões para cálculo do M_{teo} - vigas com ‘superskin’	79
Figura 4.21 – Correspondência entre fendilhação e o diagrama carga-deslocamento - V1_Ref_F_LBC_1,3%.....	86
Figura 4.22 – Correspondência entre fendilhação e o diagrama carga-deslocamento - V2_Ref_F_LBC_3,32%	87
Figura 4.23 – Correspondência entre fendilhação e o diagrama carga-deslocamento - V4_F_SK_S_1,3%	87
Figura 4.24 – Correspondência entre fendilhação e o diagrama carga-deslocamento - V5_F_SK_S_3,32%	88
Figura 4.25 – Correspondência entre fendilhação e o diagrama carga-deslocamento - V8_F_SK_U_1,3%	88

Figura 4.26– Correspondência entre fendilhação e o diagrama carga-deslocamento - V9_F_SK_U_3,32%	89
Figura 4.27 – Correspondência entre fendilhação e o diagrama carga-deslocamento - V6_C_SK_U_3,32%	90
Figura 4.28 – Correspondência entre fendilhação e o diagrama carga-deslocamento - V7_C_SK_S_3,32%	90
Figura 4.29 – Evolução dos índices de ductilidade de curvatura.	92
Figura 4.30 – Evolução dos índices de ductilidade de flecha.....	93

ÍNDICE DE QUADROS

Quadro 2.1 – Vantagens e desvantagens da utilização de cinzas volantes, adaptado de (Azevedo, 2002).....	11
Quadro 2.2 – Aplicações do UHDC, adaptado de (Malier, 1992).....	15
Quadro 2.3 – Aplicações do BRFA, adaptado de (Gomes, 2013).....	18
Quadro 3.1 – Resultados do ensaio ao corte (SST)	30
Quadro 3.2 – Dosagem da composição do LBC	32
Quadro 3.3 – Dosagem da composição do UHDC	32
Quadro 3.4 – Massas volúmicas dos ligantes	34
Quadro 3.5 – Massas volúmicas dos agregados	35
Quadro 3.6 – Resultados dos ensaios de compressão, tração e módulo de elasticidade	40
Quadro 3.7 – Resultados dos ensaios de tração por flexão	41
Quadro 3.8 – Identificação das vigas.....	42
Quadro 3.9 – Propriedades do aço A500 NR	46
Quadro 4.1 – Valores de carga e flecha dos ensaios	59
Quadro 4.2 – Valores teóricos da rigidez	71

SIMBOLOGIA

Gregas

\varnothing	diâmetro do varão
α	coeficiente de homogeneização
δ	deslocamento/flecha
$\delta_{máx}$	deslocamento máximo
δ_u	flecha última
δ_y	flecha de cedência
ϵ_c	valor da extensão do betão
ϵ_{cu3}	valor da extensão última do betão (EC2)
ϵ_{inf}	valor da extensão inferior
ϵ_s	valor da extensão do aço na armadura tracionada
ϵ_s'	valor da extensão do aço na armadura comprimida
ϵ_{su}	valor da extensão de rotura do aço
ϵ_{sup}	valor da extensão superior
ϵ_{sy}	valor da extensão de cedência do aço
η	coeficiente Model Code 2010
λ	coeficiente Model Code 2010
μ_c	índice de ductilidade de curvatura
μ_δ	índice de ductilidade de flecha
ρ	taxa de armadura tracionada
ρ'	taxa de armadura comprimida
ρ_l	taxa de armadura longitudinal
σ	tensão
σ_c	tensão de compressão
σ_t	tensão de tração

Latinas Maiúsculas

A_s	área de aço das armaduras tracionadas
$A_{s'}$	área de aço das armaduras comprimidas
E_c	valor do módulo de elasticidade do betão
EI	rigidez à flexão
EI_{exp}	valor experimental da rigidez à flexão
EI_I	valor da rigidez à flexão para o “Estado I”
EI_{II}	valor da rigidez à flexão para o “Estado II”
EI_{IIexp}	valor experimental da rigidez à flexão para o "Estado II"
EI_{teo}	valor teórico (de cálculo) da rigidez à flexão
E_s	valor do módulo de elasticidade do aço
F	força ou carga aplicada
F_c	força no betão
$F_{c,SK,b}$	força no betão na base da ‘superskin’
$F_{c,SK,l}$	força no betão na lateral da ‘superskin’
$F_{máx}$	força máxima
F_p	força de rotura do provete de ensaio à tração por compressão diametral
F_s	força na armadura tracionada
$F_{s'}$	força na armadura comprimida
I	inércia
M	momento fletor
$M_{máx}$	valor máximo (experimental) do momento fletor
M_{teo}	valor teórico (de cálculo) do momento fletor
P	força ou carga aplicada
$V_{máx}$	valor máximo (experimental) do esforço transversal
V_{rd}	valor (de cálculo) do esforço transversal resistente
$V_{rd,c}$	valor (de cálculo) do esforço transversal resistente do contributo do betão
$V_{rd,F}$	valor (de cálculo) do esforço transversal resistente do contributo das fibras
$V_{rd,s}$	valor (de cálculo) do esforço transversal resistente do contributo do aço
V_{teo}	valor teórico (de cálculo) do esforço transversal

V_u	resistência ao corte da interface entre betões
Z_G	centro de inércia da seção

Latinas Minúsculas

$1/r$	curvatura da seção
a'	distância entre o c.g. da armadura comprimida e a face superior da secção/viga
a_p	aresta de menor dimensão do provete de ensaio à tração por compressão diametral
b	largura da seção/viga
b_R	largura do provete de ensaio à tração por flexão
d	altura útil da seção
e_h	comprimento medido na horizontal, dos LVDTs horizontais
e_v	distância, medida na vertical, entre os LVDTs horizontais
f_c	valor da tensão de rotura do betão à compressão
f_{ck}	valor característico da tensão de rotura do betão à compressão
$f_{cm,cil}$	valor médio da tensão de rotura do betão à compressão, em provetes cilíndricos
$f_{cm,cubo}$	valor médio da tensão de rotura do betão à compressão, em provetes cúbicos
f_{ct}	valor da tensão de rotura do betão à tração
$f_{ct,fl}$	valor da tensão de rotura do betão à tração por flexão
f_{ctm}	valor médio da tensão de rotura do betão à tração
$f_{ctm,fl}$	valor médio da tensão de rotura do betão à tração por flexão
f_R	valor da tensão residual de flexão do betão
f_{Rm}	valor médio da tensão residual de flexão do betão
f_{su}	valor da tensão de rotura do aço
f_{sy}	valor da tensão de cedência do aço
h	altura da seção/viga
h_R	altura do provete de ensaio à tração por flexão
l	comprimento da viga
l'	distância entre apoios da viga
l_R	distância entre apoios do provete de ensaio à tração por flexão
x	profundidade do eixo neutro

ABREVIATURAS E ACRÓNIMOS

A/C	Relação água - cimento
A/L	Relação água - ligante
ACI	American Concrete Institute
BDN	Betão de Densidade Normal
BED	Betão de Elevado Desempenho
BRFA	Betão Reforçado com Fibras de Aço
CEN	Comité Européen de Normalisation
CO ₂	Dióxido de Carbono
CSA	Canadian Standards Association
HPC	High Performance Concrete
LBC	Low Binder Concrete
LVDT	Linear Variable Differential Transformer
MC2010	Model Code 2010 (Março 2012)
SST	Slant Shear Test
UHDC	Ultra High Durability Concrete
UHPC	Ultra High Performance Concrete

Capítulo 1 – Introdução

Neste primeiro capítulo faz-se um enquadramento do tema, uma descrição concisa e esclarecedora dos objetivos e da metodologia adotada, bem como a forma como está organizada a informação contida na presente dissertação.

1.1 Enquadramento do Tema

Os constantes avanços da engenharia têm permitido melhorar significativamente as propriedades dos materiais, como é o caso do betão. Nas últimas décadas foi possível desenvolver betões de ultra-elevado desempenho/durabilidade (UHDC) e betões eco-eficientes (Saldanha *et al*, 2012).

Um elemento estrutural de betão eco-eficiente e de ultra-elevada durabilidade pode ser constituído por um betão com uma reduzida dosagem de cimento (low-binder concrete - LBC) no núcleo e um microbetão de ultra-elevada durabilidade na camada de recobrimento. Este conceito tem como vantagem aumentar significativamente a durabilidade das estruturas de betão, sem recurso a recobrimentos elevados (o que implicaria um aumento da secção transversal e, eventualmente, a utilização de armadura de pele) e/ou a betões com elevadas dosagens de cimento e de sílica de fumo em toda a estrutura (o que aumentaria muito significativamente o custo e o impacto ambiental da solução).

O betão de ultra-elevado desempenho é um material que surge no âmbito do desenvolvimento na área dos betões. Este material é caracterizado pela sua elevada resistência mecânica, um bom comportamento dúctil devido à incorporação de fibras de aço de reforço, uma relação água/cimento otimizada, elevada compacidade, e uma grande resistência à penetração de agentes agressivos resultando, conseqüentemente, com elevada durabilidade. Sendo um betão de ultra-elevado desempenho facilmente se compreende que se trata de uma evolução do betão convencional, o que proporciona um aumento de durabilidade, logo permite prolongar o período de vida útil das estruturas e colmatar as debilidades das estruturas de betão armado convencionais.

O betão de ultra-elevado desempenho reforçado com fibras é também um material com especial interesse na pré-fabricação de elementos estruturais, uma vez que, cada vez mais a construção moderna exige elementos com geometrias complexas às quais são exigidas elevadas resistências, ductilidade e durabilidade. A utilização deste tipo de betões veio aportar às estruturas e elementos de construção diversas vantagens não só intrínsecas e características deste material de construção, tais como elevadas resistências e grande durabilidade, mas também resultantes da sua utilização, tais como a possibilidade de execução de estruturas mais esbeltas com evidente benefício na redução do peso próprio da estrutura (Saldanha *et al*, 2012).

Assim, para colmatar todas características atrás citadas surge o conceito de ‘superskin’, desenvolvido no âmbito do projeto PTDC/ECM/098497/2008 *‘Intelligent Super Skin - Enhanced Durability for Concrete Members’*. No entanto, para aplicar este conceito é necessário que exista uma boa ligação entre a ‘superskin’ e o núcleo, ou seja, é necessário que o tipo de ligação entre os diferentes tipos de betões não comprometa o desempenho dos elementos compósitos.

Este estudo será focado na análise do modo de aplicação da camada de recobrimento: i) uma peça única aplicada após a betonagem do núcleo (situação de reabilitação); ii) três peças separadas, obtidas por diferentes fases de betonagem, ou eventualmente pré-fabricadas e colocadas na cofragem antes da betonagem do núcleo (situação de pré-fabricação), embora esta última origine diferentes resistências na interface entre os dois betões.

1.2 Objetivos e Metodologia

O referente trabalho de investigação assenta em dois objetivos principais, sendo eles, testar o conceito da ‘superskin’ em elementos estruturais, uma vez que o referido projeto focou-se essencialmente no desenvolvimento do betão material e estudar a influência da aplicação da ‘superskin’ no comportamento das vigas, usando duas técnicas distintas: i) uma peça única aplicada após a betonagem do núcleo; ii) três peças separadas, obtidas por diferentes fases de betonagem. Para a obtenção do objetivo principal destacam-se as seguintes etapas/fases:

- revisão bibliográfica sobre os assuntos em análise, nomeadamente: as propriedades dos betões LBC e UHDC; características da interface de betões de diferentes idades;
- preparação do programa experimental, nomeadamente, o estudo da conceção das vigas a ensaiar, para que durante os ensaios seja atingido o tipo de rotura previsto;
- caracterização das propriedades mecânicas dos materiais utilizados, as composições dos UHDC e LBC e as características resistentes dos betões;
- fabrico dos provetes para a caracterização das propriedades dos betões no ensaio de corte inclinado, e das vigas a ensaiar;
- caracterização de interfaces entre o UHDC que constitui a ‘superskin’ e o betão do núcleo, LBC, um betão com reduzida dosagem de cimento.
- realização dos ensaios experimentais nas vigas produzidas, possibilitando a observação do seu comportamento até à rotura, por corte e por flexão, e a medição de grandezas para posterior análise;
- análise e discussão dos resultados obtidos durante os ensaios: análise da evolução dos principais parâmetros estudados; comparação dos resultados experimentais com as previsões dos modelos dos códigos;
- apresentação das principais conclusões relativas aos ensaios e resultados obtidos e sugestão de propostas para desenvolvimentos futuros.

1.3 Organização do Documento

O presente trabalho encontra-se organizado em cinco capítulos, os quais descrevem as diferentes etapas do trabalho desenvolvido.

No Capítulo 1 elabora-se um pequeno enquadramento do tema em análise, realçando a importância e a pertinência do seu estudo. Define-se o objetivo principal da investigação e a metodologia adotada para o atingir. Por fim, é explicada a estrutura do presente documento, para que o mesmo seja de fácil interpretação.

No Capítulo 2 é efetuada uma revisão bibliográfica acerca dos betões (evolução da tecnologia e durabilidade) de uma forma geral. São, ainda, indicados alguns conceitos importantes, as características e aplicações dos betões alvo de estudo (LBC e UHDC). Elabora-se, também, uma síntese das principais vantagens resultantes da incorporação de fibras de aço em betões, bem como a análise do comportamento da interface entre betões de diferentes idades.

No Capítulo 3 descreve-se todo o programa experimental necessário à realização deste trabalho. Numa primeira fase são definidos os objetivos específicos do programa experimental, justificando e apresentando cada um dos elementos a ensaiar. Incluem-se, ainda, a caracterização dos materiais e das vigas que se pretende analisar experimentalmente. É descrita a forma de produção das vigas, assim como o procedimento de ensaio a realizar, o qual abrange uma explicação sobre o funcionamento dos equipamentos de instrumentação e a aquisição de dados utilizada.

No Capítulo 4 realiza-se a análise dos resultados obtidos. Este capítulo encontra-se dividido de acordo com os parâmetros analisados, sendo que em cada parâmetro é feita uma análise do comportamento à flexão e análise do comportamento ao corte. Nesta análise são apresentados diagramas, quadros e figuras que ajudam a compreender o comportamento estrutural das vigas ensaiadas, nomeadamente: relação carga-deslocamento, valores previstos teoricamente, valores máximos experimentais do momento e esforço transversal, rigidez e fendilhação.

No Capítulo 5, por fim, apresentam-se as principais conclusões decorrentes do estudo realizado, e é feita uma reflexão global sobre os resultados obtidos bem como uma discussão sobre a concretização dos objetivos propostos. Apresentam-se ainda algumas sugestões para desenvolvimentos futuros relacionados com o tema do presente trabalho.

Capítulo 2 – Betões, Durabilidade e Interface entre Betões

2.1 Evolução da tecnologia do Betão

A invenção do cimento Portland por Louis Vicat em 1817, a do betão armado em 1848 por Lambot e a intervenção do arquiteto Auguste Perret em 1898, foram os pontos de partida para o uso de um material de construção que veio determinar um novo rumo à construção do século XX, tornando-se, nos dias de hoje, no material mais utilizado na construção (Saldanha *et al*, 2012).

Segundo Azevedo (2002), citando Mehta (1999), a aplicação generalizada do betão na construção está relacionada, principalmente, com a facilidade de moldagem de elementos mais ou menos complexos, com o baixo custo dos materiais e processos utilizados. Acresce-se ainda que o betão tem também um bom desempenho em termos durabilidade, ou seja, consegue garantir durante o período de vida previsto um bom desempenho estrutural sem custos ou com reduzidos custos de manutenção. Assim, não é de todo surpreendente que as evoluções registadas neste material estejam intimamente ligadas a duas características fundamentais: a rapidez de construção e a durabilidade do betão. No entanto, durante aproximadamente um século, o betão manteve-se como um material composto quase exclusivamente por uma mistura de agregados, cimento e água.

De acordo com Mehta (1999), a evolução do betão ao longo dos últimos cinquenta anos foca-se particularmente em questões relacionadas com a durabilidade. Este autor indica que a maioria das evoluções surgidas não se deveram a resultado direto da necessidade de aumentar a durabilidade do material. As principais evoluções registadas ao nível da composição dos betões, incluem os melhoramentos surgidos no cimento, o aparecimento de adjuvantes introdutores de ar, a introdução de adjuvantes redutores de água de alta gama (os superplastificantes) e as evoluções entretanto verificadas na aplicação de adições minerais. Houve também desenvolvimentos tecnológicos significativos ao nível da aplicação e utilização de betão pronto.

Com os sucessivos avanços das novas tecnologias, surgiram novos betões, tais como os betões de alta resistência, os betões auto-compactáveis, os betões de ultra elevado desempenho (UHDC), os betões com agregados leves, os betões reforçados com fibras, os betões ativados alcalinamente e betões com reduzida dosagem de cimento (LBC).

2.2 Durabilidade

2.2.1 Generalidades

Azevedo (2002) citando Andrade, Alonso e Neville, define a durabilidade do betão como a capacidade deste manter as suas características ao longo da sua vida útil, que é definida como o período de tempo em que uma estrutura deve conservar os requisitos de segurança,

funcionalidade e estéticos definidos em projeto sem custos de manutenção adicionais (Azevedo, 2002).

Pela definição acima apresentada, dificilmente um betão poderá ser definido como de alta durabilidade em laboratório. Em laboratório apenas se podem verificar algumas características, relacionadas com o seu desempenho mecânico e com o seu comportamento em determinados meios de exposição, que levam a previsões de possuírem uma maior ou menor longevidade. Assim, só quando o betão desempenha o papel na estrutura e no meio que lhe foi atribuído é que será possível verificar o seu verdadeiro desempenho ao longo da vida útil da estrutura. Além disto, um betão poderá ter uma boa durabilidade numa determinada estrutura, conjugado com um determinado meio, enquanto se este mesmo betão for aplicado numa outra estrutura e meio diferente pode ser pouco durável.

Além do período de vida útil definido anteriormente, Coutinho (1998) define o tempo de vida residual de uma estrutura de betão armado como sendo o período de tempo em que o desempenho da estrutura é inaceitável e carece de intervenção.

Contudo, salienta-se que, normalmente, após as reparações a estrutura nunca irá adquirir o desempenho máximo já obtido na sua fase inicial, o que reforça ainda mais a importância da durabilidade elevada do material que irá ser usado nas estruturas.

A figura seguinte indica o descrito anteriormente.

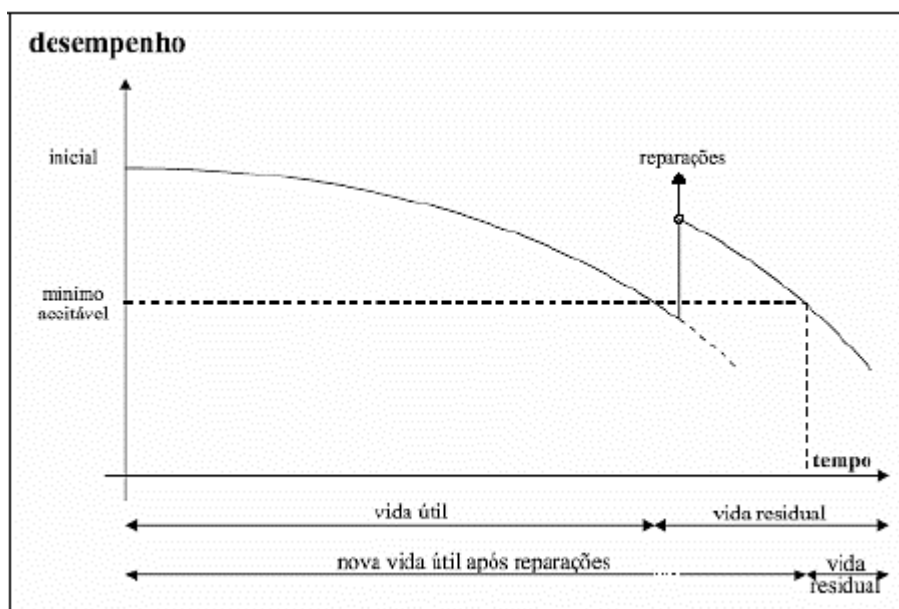


Figura 2.1 – Vida útil e vida residual de uma estrutura (Coutinho, 1998)

2.2.2 Parâmetros indicadores do desempenho em termos de durabilidade

Almeida (2001) indica que os agentes agressivos do betão podem ter origem interna ou externa. Interiormente, a degradação do betão está relacionada com a expansão deste devido a reações com os agregados por parte de substâncias como os cloretos ou sulfatos. Externamente, os ataques destas substâncias poderão também ocorrer com particular efeito sobre as armaduras existentes, ou outros fatores como: cargas aplicadas elevadas, movimentação das fundações, fadiga, variações de temperatura, ciclos de gelo-degelo, carbonatação, entre outras.

É difícil quantificar a durabilidade quanto à natureza, intensidade e enorme variedade de mecanismos de deterioração que podem ocorrer. Todavia, existem várias características possíveis de determinar através de ensaios que podem ajudar a prever o comportamento de um determinado betão no ambiente a que vai estar submetido.

Uma das principais características para definir a durabilidade de um betão é a sua permeabilidade, visto que quanto mais permeável for o material maior capacidade terão os agentes exteriores de deteriorar o betão, penetrando na sua matriz. A água é um excelente meio de transporte dos elementos nocivos à estrutura, por isso a impermeabilização de uma estrutura reveste-se de capital importância para proteção ao ataque dos agentes exteriores (Coutinho, 1998).



Figura 2.2 – Proteção das estruturas à introdução de água (Fernandes, 2011)

Para Aïtcin (1998), garantir uma boa resistência à permeabilidade da água é necessário que a composição do betão tenha uma baixa relação entre a água e o ligante utilizado (A/L), porque promove uma pasta compacta reduzindo a capacidade de entrada de agentes agressores.

O grande fator para a elevada durabilidade do UHDC é a sua microestrutura, apresentando todas as partículas muito mais próximas umas das outras do que um betão convencional devido a possuir uma razão entre a água e o cimento (A/C) baixa, conseguida pela adição de superplastificantes. Este facto permite reduzir a quantidade de água necessária no processo de hidratação, tornando a pasta muito compacta e menos porosa, aumentando a sua impermeabilidade em relação aos betões convencionais.

O gráfico seguinte demonstra a diminuição da porosidade quando a razão A/C decresce.

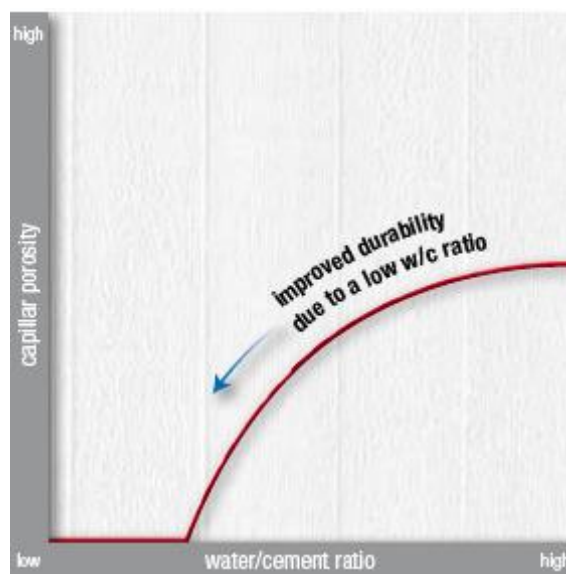


Figura 2.3 – Porosidade dos capilares em comparação com razão A/C (Fernandes, 2011)

Fernandes (2011), aponta que uma baixa razão A/C e a introdução da sílica de fumo, cinzas volantes e escórias é importante para uma baixa permeabilidade e elevada resistência à penetração dos iões cloreto.

A resistência à compressão de um betão poderá também ser um bom indicador da sua durabilidade, no entanto não é suficiente para uma avaliação mais precisa, visto que os ensaios à compressão são realizados uniaxialmente sobre toda a secção do provete enquanto, por exemplo, a maior proteção do betão ao ataque dos cloretos é fornecida pela qualidade do recobrimento. Porém, existem outros ensaios para avaliar o desempenho do betão em termos de durabilidade, tais como: avaliação da resistividade elétrica, da migração de iões cloreto, da absorção de água sob vácuo, da permeabilidade à água e da permeabilidade ao oxigénio.

Não existindo uma constituição exata que maximize a durabilidade do betão, Almeida (2001), citando Mehta (2008), acredita que uma boa constituição englobaria, superplastificantes, baixas relações A/C, altas dosagens de cimento e utilização de adições pozolânicas de boa qualidade. O uso de superplastificantes vai permitir aumentar a trabalhabilidade do betão e aumentar a adição de materiais finos que tornam a matriz do betão mais compacta e com menor permeabilidade à água. A constituição enunciada por Almeida (2001), vai ao encontro das

características de um UHDC que é considerado um bom material para resistir aos mais diversos ataques tanto a nível interno como externo. Realça-se ainda que além dos constituintes enunciados, a seleção criteriosa dos materiais referidos acima e o rigoroso acompanhamento na sua elaboração deverão ser garantia de execução de um material de elevada durabilidade, dando uma vida útil às estruturas substancialmente maior em relação aos betões convencionais.

2.3 Betão com reduzida dosagem de cimento

2.3.1 Enquadramento

Com o objetivo de contribuir para a sustentabilidade da construção, urge reduzir a produção e o consequente consumo de cimento. As preocupações com as questões ambientais têm vindo a crescer desde a consciencialização global do comum cidadão até às mudanças climáticas. Estas têm apresentado as suas consequências de uma forma tanto destruidora como espetacular, sendo difícil passar despercebidas. Dos vários problemas ambientais um dos mais urgentes é o aquecimento global. De uma forma cada vez mais consensual, a responsabilização do aquecimento global tem sido atribuída às elevadas emissões de CO₂ e outros gases que originam o efeito de estufa (Camões, 2002).

Muitos fatores têm estado na génese dos problemas ambientais, sendo o consumo de cimento um desses fatores. A indústria do cimento é responsável por cerca de 7% das emissões CO₂. Mas não se pode ignorar que esta indústria juntamente com o ramo da construção é responsável por dois dos sectores chave da economia e do emprego (Camões e Reis). Sabendo que o principal destino do cimento é o fabrico de betão, e que o seu uso nas últimas décadas tem sido imprudentemente levado a cabo com uma demanda de utilização sem critérios. Assim, é necessário demonstrar que para além do desenvolvimento tecnológico há um trabalho subjacente ao nível de todos os intervenientes. Fazendo uma analogia facilmente percebemos que, por vezes estamos a calcular um elemento de uma estrutura de betão, mas nunca ninguém ousou pensar porque haveria de ser de betão, ou que tipo de betão.

É precisamente por estes motivos que é necessário aumentar o conhecimento sobre a utilização do cimento e a sua racionalização. Contudo, o mais difícil será alertar para a redução de uma pequena parte da utilização de cimento, substituindo-o por outro material ou por uma conceção mais eficiente e acima de tudo, mais inteligente.

Até ao momento, a maioria dos projetistas, construtores e promotores definem o betão a utilizar apenas com base nas resistências mecânicas, descurando as questões de durabilidade. Aliás, esta questão é bastante pertinente na medida que não há decoro algum em construir descaradamente com produtos sem qualidade.

Também se tem verificado e constatado que a utilização de cimento Portland não é garantia de durabilidade das construções, pelo que será necessário desenvolver e formular betões com melhor desempenho. Como já referido, sabe-se que os custos da falta de durabilidade das construções são elevados, com manutenções dispendiosas e constantes, parâmetros das condições

de serviço, perda definitiva de funções, patologias precoces e frequentes. Também a estética e o conforto das construções ficam comprometidos, inclusive a sua desvalorização no mercado.

2.3.2 Betões eco-eficientes

Os motivos da elevada utilização do cimento podem ser separados em três grandes grupos: o lobby da indústria, o consumo, e os riscos para a construção (Figura 2.4). Além da grande dependência da utilização do cimento, também se verifica um excesso de consumo devido à má utilização: dosagens elevadas desnecessárias, falta de formação dos agentes envolvidos, falta de estudos de composição, etc. Estes problemas estão há muito tempo identificados, mesmo em Portugal, originando patologias inesperadas ou precoces, e claro, custos de exploração dos edifícios muito mais acentuados e que não são devidamente contabilizados aquando do projeto ou da construção. A estes três grupos designa-se habitualmente por patologia do consumo (Azevedo, 2002).

Estes fatores são ainda ampliados pela falta de visibilidade de todos esses problemas. Sem a necessária consciencialização de todos os intervenientes, torna-se mais difícil de combater a questão do uso sustentável do betão.

Lobby da indústria

- Dependência da indústria
- Controlo dos mercados
- Legislador passivo
- Sinónimo de desenvolvimento
- Falta de desenvolvimento

Consumo

- Desnecessário
- Sem dimensionamento
- Baseado na experiência
- Dificuldade em alterar conceitos e processos
- Agentes mal informados ou mal preparados

Riscos para a construção

- Patologias precoces ou ampliadas
- Durabilidade comprometida
- Qualidade comprometida
- Custos mascarados pelo cumprimento de prazos

Figura 2.4 – Patologia do consumo, adaptado de (Azevedo, 2002)

Assim, devem identificar-se as grandes chaves para diminuir a dependência do consumo de cimento e a conseqüente diminuição da pegada ecológica. Estas passam por diminuir o consumo de cimento, pela utilização criteriosa deste material, a diminuição da relação clínquer/cimento, e ainda pela utilização de misturas cada vez mais eficientes (Figura 2.5). Neste estudo procura-se principalmente utilizar os dois últimos fatores enunciados atrás: substituição do cimento e desenvolvimento tecnológico nas misturas de composição de betões. Mas, sem nunca esquecer que a par destes desenvolvimentos, terá de haver um trabalho de consciencialização.

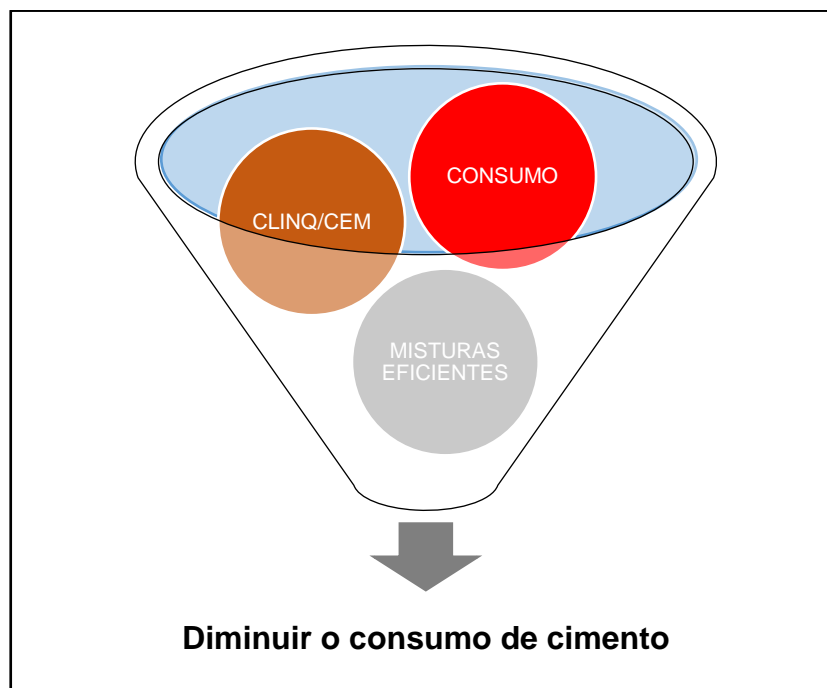


Figura 2.5 – Chaves para diminuição o consumo de cimento, adaptado de (Azevedo, 2002)

Quadro 2.1 – Vantagens e desvantagens da utilização de cinzas volantes, adaptado de (Azevedo, 2002)

Cinzas Volantes	
Vantagens	Desvantagens
<ul style="list-style-type: none"> • Evita o armazenamento e tratamento deste produto reutilizando-o; • Diminuição da energia incorporada; • Diminuição da poluição incorporada; • Menor custo dos betões; • Maior durabilidade; • Maior compacidade; • Menor capilaridade; 	<ul style="list-style-type: none"> • Reações lentas, resistências baixas nas idades jovens; • Cura cuidada; • Falta de uniformidade das características; • O excesso de água poderá ser muito mais prejudicial que num betão corrente; • Armazenamento adicional; • Aumento do tempo de presa;

<ul style="list-style-type: none"> • Aprisionam os cloretos; • Menor calor de hidratação; • Menor exsudação e segregação; • Melhor acabamento superficial; • Resistência aos sulfatos; 	<ul style="list-style-type: none"> • Redução dos níveis de hidróxido de cálcio, responsável pela proteção das armaduras, sendo grave com curas mal cuidadas; • Inibição dos agentes introdutores de ar, quando utilizadas na presença de elevados níveis de carbono;
---	--

Considerando todas as vantagens na utilização de adições (Quadro 2.1), no contexto dos betões especiais e tendo também como objetivo alargar o leque de aplicações, surge uma janela de oportunidade interessante para reduzir a dependência da utilização do cimento na produção de betões. As três características mais relevantes na composição de betões especiais são: a baixa razão A/L para originar materiais mais compactos e duráveis; a trabalhabilidade controlada por superplastificante; e adições de materiais com características pozolânicas. Esta temática pode resumir-se nos seguintes tópicos:

- Usar volumes elevados de cinzas, como forma de substituir o ligante tradicional por um subproduto industrial, que de outro modo teria de ser armazenado, tratado, podendo mesmo ser um foco de poluição.
- O uso de cinzas contribui para o aumento da compacidade e durabilidade do material, embora o efeito pozolânico seja mais lento que a reação do cimento Portland.
- Usar baixas relações A/L (0.3 ou até 0.2), sendo a trabalhabilidade controlada pelo uso de superplastificantes: originando um produto ainda mais compacto, resistente e durável.

No fundo está a criar-se um betão especial, em que a grande vantagem é a incorporação máxima possível de cinzas, de forma a substituir grande parte do cimento, mas simultaneamente pretende-se conseguir um material com desempenhos mecânicos e de durabilidade tão bons ou melhores que os betões correntes. Estes betões podem ser usados em aplicações correntes a um custo muito mais reduzido para o promotor, diminuindo os custos de construção, mas sobretudo diminuindo drasticamente o consumo de cimento a nível global, com vantagens ambientais imensas. Todos os impactes negativos associados à indústria do cimento seriam reduzidos, desde as emissões de CO₂, consumo de energia, a “pegada” na paisagem das explorações, os problemas com os aquíferos, etc. Sendo a indústria do cimento uma das maiores, e sendo o seu produto o mais consumido pelo homem (apenas ultrapassado pela água), então está-se a falar de reduções do consumo de cimento em proporções planetárias (Azevedo, 2002). Portanto, pode afirmar-se, sem dúvida, que este tipo de betão pode ser designado por um betão eco-eficiente.

Como conclusão, analisando os grandes grupos patológicos e os benefícios da utilização de betões com reduzida dosagem de cimento (LBC), verifica-se que com a sua utilização obtêm-se três grandes vantagens: melhoria do ambiente, eficiência melhorada e redução de custos (Figura 2.6). Bastará a diminuição do cimento nas composições de betão, para que a custos mais

reduzidos possa produzir-se um material com vantagens para o meio ambiente e para a própria construção. A utilização de betões mais eficientes, com consumos mais reduzidos e com fortes vantagens ambientais e económicas, sendo estas últimas derivadas do custo da própria composição do betão, leva à diminuição dos custos associados à emissão de CO₂ para a atmosfera.

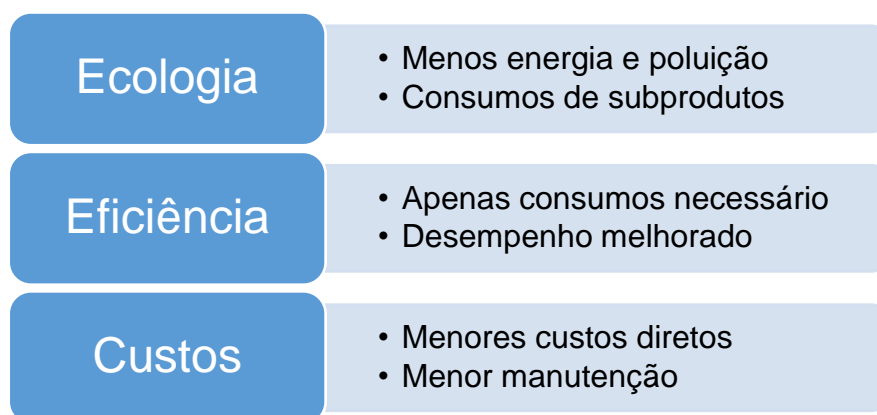


Figura 2.6 – Vantagens dos betões eco-eficientes, adaptado de (Azevedo, 2002)

Alves (2015), refere que os betões com reduzidas dosagens de cimento não têm tido grande aplicação até aos dias de hoje, uma vez que, só recentemente se tem procurado integrar práticas de sustentabilidade no desenvolvimento de novos materiais cimentícios. Contudo, devido ao reduzido custo inicial e à ampla vantagem ambiental, estes betões poderão ter um papel de extrema importância na indústria da construção. O seu uso pode ser estendido a diversos tipos de estruturas, especificamente em elementos com baixas necessidades de desempenho mecânico e de durabilidade, ou integrados em elementos compósitos de betão com uma camada de revestimento em betão de desempenho mais elevado (Alves 2015).

2.4 Betões de elevado desempenho

A história tem demonstrado ao longo dos anos que existe uma relação paralela entre os novos materiais que se desenvolvem e as formas estruturais que se utilizam. Da mesma forma, hoje em dia, os novos conceitos estruturais e arquitetónicos levantam questões de durabilidade e sustentabilidade, que tornam necessária a incorporação de novos materiais, nomeadamente, com ultra elevada resistência e durabilidade.

Ao estar exposto às condições ambientais, o betão armado é sujeito ao ataque de diferentes agentes de deterioração, tais como os agentes físicos e químicos, entre outros. Uma das principais desvantagens da sua utilização como material de construção encontra-se relacionada com a sua durabilidade. A correta especificação do ambiente de exposição, e consequente definição do recobrimento das armaduras e o tipo e quantidade dos constituintes do betão, permite ultrapassar este problema com relativo sucesso durante o período de vida útil da

estrutura. Outra desvantagem do comportamento do betão frequentemente referida é a sua reduzida resistência à tração, motivo pela qual ocorre fendilhação que pode conduzir ao aceleração da deterioração (Saldanha *et al*, 2012).

O recente desenvolvimento de betões de ultra elevada durabilidade (UHDC) veio permitir a utilização do betão armado em estruturas com períodos de vida útil mais longos, bem como o seu uso em novas aplicações e ambientes mais agressivos (Ghafari *et al*, 2012). Duas das principais características dos UHDC são a sua baixa relação água/cimento e uma matriz ultra compacta, que permitem obter uma porosidade reduzida e, conseqüentemente, um bom comportamento em termos de durabilidade e um aumento de resistência à compressão e tração (Saldanha *et al*, 2012).

Saldanha *et al* (2012), apontam que o elevado desempenho do UHDC é apenas possível devido à elevada percentagem de cimento e adições, resultando por isso em elevados custos, tanto ao nível económico como ambiental. Por este motivo, a sua produção não pode ser realizada em grandes quantidades. Procurando maximizar a sua aplicação devido às excelentes propriedades mecânicas e de durabilidade e, simultaneamente, reduzindo os impactos negativos da sua utilização, propõe-se que o UHDC seja utilizado exclusivamente como recobrimento de elementos estruturais produzidos com betões correntes de densidade normal (BDN) (Saldanha *et al*, 2012). Esta filosofia de utilização permite obter elementos compósitos de betão armado, que apresentam simultaneamente um bom comportamento mecânico, uma elevada durabilidade, e, principalmente, um custo competitivo, quando comparado com outras alternativas de mercado.

Segundo Pliskin (1992), os BED (Betão de Elevado Desempenho) contêm muitas características, que os engenheiros devem aproveitar, sendo que estas capacidades provêm essencialmente da sua reduzida porosidade.

Características dos betões de elevado desempenho:

- Resistência elevada à compressão e à tração
- Módulo de elasticidade maior, conseqüentemente menores deformações
- Reduzida permeabilidade
- Elevada resistência à abrasão
- Elevada resistência à carbonatação
- Elevada resistência ao ataque dos cloretos e sulfatos
- Elevada resistência a ciclos de gelo-degelo
- Elevada resistência na idade inicial
- Baixa fluência e retração
- Elevada durabilidade e tempo de vida útil em ambientes severos (polares, marítimos)

Assim, tendo em conta estas características pode afirmar-se que os betões de elevado desempenho foram uma evolução dos betões de alta resistência. A expansão dos BED foi facilitada também pelos processos de produção destes serem similares aos dos betões convencionais, apenas tendo como obrigatoriedade o emprego de superplastificantes.

2.4.1 Aplicações

A utilização deste material tem vindo a alargar-se nos mais diversos tipos de estruturas de betão armado. Estruturas impressionantes têm sido construídas com este material com vantagens económicas no custo da construção (Malier, 1992). As propriedades melhoradas do UHPC, mecânicas e físicas, têm um impacto direto nas aplicações deste material. Isto porque, devido ao seu desempenho e características, é possível, por exemplo, não só reduzir secções, diminuído o consumo de materiais quer direta quer indiretamente, mas também, o peso próprio de estruturas, entre outros (Malier, 1992). Tal, tem permitido a sua utilização em elementos arquitetónicos como painéis de fachada, ou em elementos estruturais como tabuleiros de pontes e em edifícios.

O Quadro 2.2 ilustra de um modo resumido algumas das vantagens da aplicação do UHDC em diversas estruturas.

Quadro 2.2 – Aplicações do UHDC, adaptado de (Malier, 1992)

Tipo de estrutura	Propriedades melhoradas
Estruturas offshore	Durabilidade, trabalhabilidade, resistência à abrasão.
Pontes	Trabalhabilidade, durabilidade, controlo das deformações, resistências iniciais elevadas.
Edifícios altos	Elevada resistência à compressão, trabalhabilidade, resistências iniciais elevadas.
Túneis	Durabilidade, elevada resistência à compressão, resistências iniciais elevadas.
Estradas	Resistência à abrasão e aos ciclos gelo-degelo, durabilidade, trabalhabilidade.
Estruturas pré-fabricadas	Resistências iniciais elevadas, trabalhabilidade.
Drenagem	Durabilidade, resistência à abrasão, elevada resistência à compressão, trabalhabilidade.
Fundações especiais	Elevada resistência à compressão, trabalhabilidade, resistências iniciais elevadas, menores deformações diferidas.

Seguidamente são apresentadas de forma mais detalhada as vantagens da aplicação dos UHDC em edifícios e pontes. Segundo Hájek e Fiala, (1992), a aplicação de UHDC em edifícios tem as seguintes vantagens:

- Permite maiores vãos nas estruturas e suporte de cargas de maior valor;

- Devido à elevada densidade do material, requer menos manutenção podendo ser utilizado em ambientes agressivos, como nos pólos terrestres, ambientes marítimos, com extrema poluição e desertos;
- Os elementos estruturais mais esbeltos são leves e transmitem menores cargas para os elementos de suporte como paredes, pilares e fundações levando à redução das dimensões destes;
- Além dos elementos estruturais serem mais resistentes, podem ser mais dúcteis devido à introdução das fibras no UHDC, tornando a estrutura mais resistente no caso de sismos ou outros fenómenos catastróficos.

As vantagens de aplicação do UHDC em pontes são as seguintes:

- Durabilidade
- Ductilidade (resistência à continua flexão nos apoios)
- Soluções mais leves, nomeadamente quando comparadas com o aço
- Grandes vãos com espessuras reduzidas
- Estabilidade dimensional
- Aumento do tempo de vida útil
- Soluções estéticas
- Rapidez de construção
- Reduzida manutenção
- Resistência à flexão

Algumas das características acima referidas devem-se ao facto dos UHDC terem na sua composição fibras, possibilitando a diminuição das armaduras passivas introduzidas ou mesmo a dispensa total destas. As fibras adicionadas ao UHDC permitem aumentar a resistência à tração e a ductilidade do betão, pois após a fendilhação o betão continua a ter capacidade para resistir a tensões de tração.

2.4.2 Incorporação das Fibras de Aço em Betões

O betão reforçado com fibras de aço é um material de matriz cimentícia a que é adicionada determinada percentagem de fibras. O uso destes compósitos na indústria da construção civil tem vindo a aumentar continuamente, dado que, sem se perder as excelentes características atribuídas ao betão convencional, melhora-se substancialmente os aspetos mais débeis deste material. Assim, tal como os betões convencionais, o BRFA (Betão Reforçado com Fibras de Aço) continua a ser um material de custos inferiores aos dos seus potenciais concorrentes na indústria da construção civil e apresenta excelentes propriedades de trabalhabilidade e de resistência. Além disto, a fragilidade que caracteriza os betões convencionais é diminuída por intermédio da participação das fibras como elemento de reforço (ACI 544, 1982).

As fibras atravessando as microfendas, que existem sempre nos materiais de matriz cimentícia, oferecem uma resistência suplementar à degeneração destas em macrofendas, dado que será

necessário mais energia para fazer deslizar as fibras relativamente à matriz envolvente. Assim, desde que a composição e as técnicas de amassadura e de aplicação do BFRA sejam adequadas, verifica-se que a capacidade de absorção de energia do material, a sua resistência às ações de fadiga e de impacto aumentam consideravelmente com a percentagem de fibras na mistura (Ramakrishnan *et al*, 1987; Wu *et al*, 1989). O controlo da fendilhação é também significativamente melhorado (Barros, 1995). Mesmo sob ações estáticas, a maior capacidade de absorção de energia do material proporcionada pelo reforço das fibras, permite que a capacidade de carga de elementos estruturais aumente significativamente com a percentagem de fibras (Barros, 1995).

Na Figura 2.7, o esquema representado resume as principais variáveis que influenciam o desempenho do BRFA.



Figura 2.7 – Parâmetros que influenciam o desempenho do BRFA (Gomes, 2013)

Aproximadamente até ao início da última década, a utilização de fibras metálicas na engenharia civil, para além do revestimento de túneis, estava limitada a um grupo de aplicações maioritariamente de carácter não estrutural ou semi-estrutural. A maioria dessas aplicações tem como objetivo principal o aumento da durabilidade dos elementos de betão através do controlo da fendilhação e, apesar de se reconhecer o seu contributo para o aumento da capacidade de carga última, esse efeito não era tido em conta no dimensionamento de elementos de carácter estrutural.

No Quadro 2.3 apresentam-se as principais aplicações de BRFA e as vantagens que justificam a sua utilização.

Quadro 2.3 – Aplicações do BRFA, adaptado de (Gomes, 2013)

Área de aplicação	Atributos
Pavimentos	<ul style="list-style-type: none"> - Aumento da resistência às ações de fadiga e impacto; - Aumento da resistência à tração em flexão, permitindo diminuir a espessura dos pavimentos ou aumentar a sua vida útil; - Diminuição do número de juntas devido a uma maior resistência à tração, a uma maior capacidade de absorção de energia e a um melhor controlo da fendilhação.
Estruturas hidráulicas	<ul style="list-style-type: none"> - Maior resistência à cavitação, erosão e impacto.
Estruturas de betão projetado	<ul style="list-style-type: none"> - Economia de mão-de-obra e de material; - Menor tempo de execução; - Execução de peças de geometria complexa; - Aumento da qualidade do reforço.
Estruturas de betão refratário	<ul style="list-style-type: none"> - Maior resistência às tensões de origem térmica, ao choque térmico e às ações térmicas cíclicas.
Elementos pré-fabricados	<ul style="list-style-type: none"> - Facilidade de colocação em obra e de substituição; - Qualidade de acabamento; - Boas propriedades mecânicas; - Economia.
Componentes estruturais	<ul style="list-style-type: none"> - Diminuição do congestionamento de armaduras convencionais; - Decréscimo do espaçamento e abertura de fendas; - Aumento da ductilidade do modo de rotura; - Maior resistência às ações cíclicas e de impacto.
Reparação e reforço de estruturas	<ul style="list-style-type: none"> - Economia de tempo, de mão-de-obra e de material.

2.5 Interface de Betões de Diferentes Idades

A resistência da interface entre betões de diferentes idades e/ou de diferentes composições é essencial para assegurar o comportamento monolítico nas estruturas de betão armado constituídas por betões diferentes ou produzidas em várias fases. Este aspeto do comportamento das estruturas de betão é particularmente relevante em: i) construções existentes, quando

sujeitas a reparação e reforço estrutural; e ii) construções novas, quando se recorre por exemplo à utilização de elementos pré-fabricados com partes betonadas *in situ*.

A resistência ao corte longitudinal da interface betão-betão em elementos compósitos de betão armado é condicionada em parte pela rugosidade da superfície do betão do substrato mas há outros parâmetros, tais como: a resistência à tração do betão, a retração diferencial, a armadura de ligação, a adoção de ligantes (Júlio *et al*, 2010).

A colocação de betão novo sobre betão existente é uma operação comum em obras de reabilitação e reforço de estruturas, bem como na prefabricação de elementos de betão onde habitualmente algumas partes são betonadas *in situ*. O comportamento monolítico destes elementos compósitos só é conseguido se a transferência de esforços entre camadas de betão for assegurada, sendo significativamente influenciada pela rugosidade da superfície do betão do substrato (Santos e Júlio, 2009). Atualmente já foram feitos diversos estudos para caraterizar a interface entre betões, nos quais os investigadores (Júlio *et al*, 2010) estudaram diversos tipos de interfaces: entre betões normais, betões normais e betões leves, betões normais e UHDC.

Assim sendo, e uma vez conhecidas as propriedades do BDN e UHDC, é essencial conhecer o comportamento da interface entre ambos, uma vez que desta depende o seu comportamento monolítico.

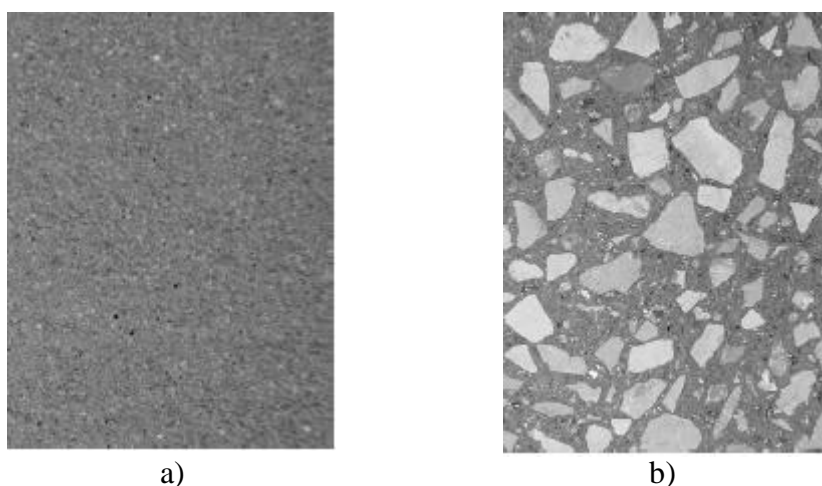


Figura 2.8 – Superfícies representativas de: a) UHDC; b) BDN

2.5.1 Resistência da interface entre betões

Nas últimas décadas foram propostas várias expressões de cálculo da resistência ao corte longitudinal da interface entre camadas de betão de diferentes idades, baseadas maioritariamente na teoria do corte-atrito (Birkeland e Birkeland, 1966) (Figura 2.9).

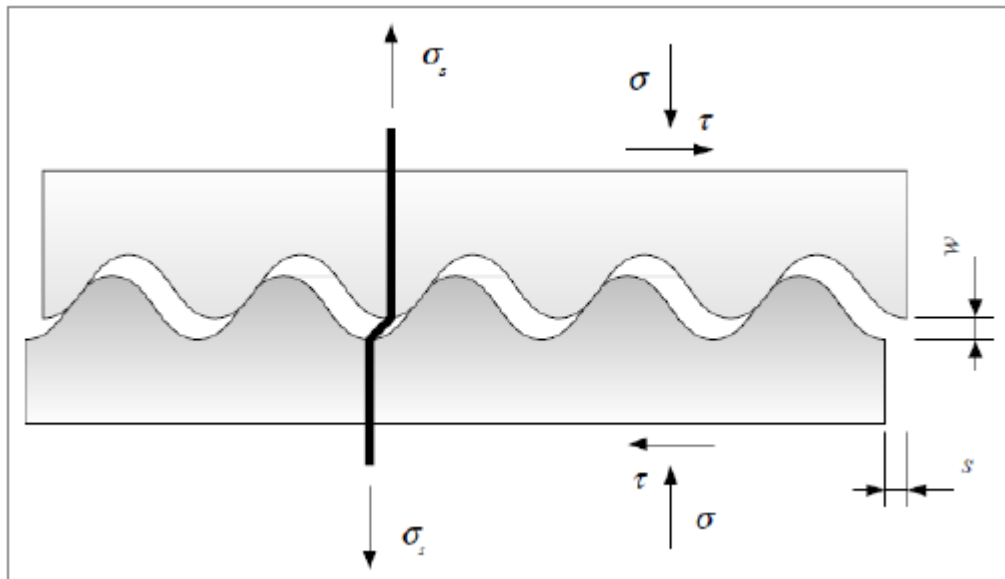


Figura 2.9 – Modelo de cisalhamento (“dentes de serra”) utilizado na teoria do corte-atrito (Azevedo, 2002)

Santos (2009) efetuou uma revisão exhaustiva do trabalho de vários investigadores nesta área e identificou as contribuições mais relevantes para a quantificação da resistência ao corte da interface entre betões, V_u , apresentadas seguidamente: (i) Birkeland e Birkland (1966) propuseram a primeira expressão linear, em função do coeficiente de atrito, μ , e da taxa de armadura que atravessa a interface, ρ_s ; (ii) Mattock e Hawkins (1972) propuseram igualmente uma expressão linear, mas introduziram a parcela de coesão e a influência da tensão normal na parcela de atrito da interface; (iii) Loov (1978) propôs uma expressão não linear e introduziu a parcela da resistência do betão; (iv) Walraven (1987) apresentou uma expressão igualmente não linear, com coeficientes dependentes da resistência do betão; (v) Randl (1997) incluiu, além das parcelas de coesão e atrito, a influência do efeito de ferrolho; (vi) Santos (2009) propôs duas expressões, uma apenas para a parcela da coesão e outra para a contribuição do atrito e da armadura de ligação, admitindo deslocamento relativo na interface (teoria de corte-atrito); além disso, propôs expressões para a quantificação dos coeficientes de coesão e atrito, em função dos parâmetros de rugosidade da interface (Costa, 2012).

Uma vez que as expressões propostas por estes investigadores são consideravelmente diferentes e dependem de vários parâmetros, a evolução e amplitudes das expressões apresentam, por vezes, diferenças muito significativas (Santos, 2009). Além disso, a contribuição da armadura de ligação na interface só é solicitada, significativamente, após a rotura desta por coesão (Zilch e Reinecke, 2000), mobilizando as parcelas de atrito e a parcela da armadura por efeito de ferrolho (Santos, 2009; Tanaka e Murakoshi, 2011).

Costa (2012) aponta, segundo diversas investigações realizadas dentro deste campo, que os parâmetros reconhecidos como sendo os mais relevantes para a resistência das interfaces entre betões de diferentes idades são os seguintes: (i) a rugosidade do substrato; (ii) a resistência do betão; (iii) o nível da tensão normal na interface; (iv) a resistência da armadura de ligação,

traduzida pelo produto entre a percentagem de armadura e a tensão de cedência do aço que a constitui; e (v) o ângulo que a armadura que atravessa a interface faz com esta.

No que respeita à parcela da armadura de ligação, é fundamental quantificar o seu efeito na resistência da interface, antes e após a rotura da interface e a ocorrência do respetivo deslocamento relativo (Costa, 2012). Com base em trabalhos desenvolvidos em laboratório, Júlio *et al.* (2010) quantificaram por análise experimental, complementada com modelação numérica, a influência da percentagem de armadura de ligação na resistência ao corte da interface, provando a influência aproximadamente linear desta, após a rotura da interface, por mobilização do atrito e do efeito de ferrolho. O modo de rotura devido ao efeito de ferrolho pode ser por plastificação dos varões, com o correspondente esmagamento do betão na zona de deformação, ou por planos de fissura do betão, no alinhamento dos varões de ligação.

No sentido de estudar diferentes tipos de interfaces LBC/UHDC, foram ponderadas diferentes composições de betão e efetuou-se um estudo experimental, apresentado seguidamente, para avaliar a influência dos parâmetros referidos na resistência de interfaces com UHDC.

2.5.2 Resistência longitudinal de interfaces segundo os códigos existentes

Os atuais códigos e regulamentos de dimensionamento de estruturas de betão armado, tais como o CEN Eurocódigo 2 (2004), ACI 318-05 (2002) e CSA-A23.3-94 (1994), propõem expressões de dimensionamento para determinar a resistência ao corte longitudinal da interface entre camadas de betão com diferentes idades.

Estas expressões são baseadas na teoria do corte-atrito e a resistência ao corte longitudinal é determinada considerando diversos parâmetros como: 1) resistência à compressão do betão mais fraco; 2) tensão normal na interface; 3) quantidade de armadura cruzando a interface; e 4) rugosidade da superfície do substrato. A expressão proposta pelo Eurocódigo 2 (CEN Eurocode 2, 2004) para prever a resistência ao corte é dada por:

$$V_{Rdi} = cf_{ctd} + \mu\sigma_n + \rho f_{yd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) \leq 0.5v f_{cd} \quad (2.1)$$

Legenda: Resistência ao corte - V_{Rdi} é o valor de cálculo da resistência da interface ao corte longitudinal, c é um coeficiente de coesão, f_{ctd} é o valor de cálculo da resistência do betão à tração simples, μ é o coeficiente de atrito, σ_n é a tensão normal na interface devido a ações externas, ρ é a percentagem de armadura, f_{yd} é o valor de cálculo da tensão de cedência da armadura, α é o ângulo entre a armadura e a interface, v é um coeficiente de redução e f_{cd} é o valor de cálculo da resistência do betão à compressão.

A expressão proposta pelo ACI 318-05 (2002) depende apenas de uma única parcela, desprezando a resistência por coesão e a influência da tensão normal da interface no atrito e, é dada por:

$$V_{Rdi} = \rho f_{yd} (\mu \sin \alpha + \cos \alpha) \quad (2.2)$$

Legenda: V_{Rdi} é o valor de cálculo da resistência da interface ao corte longitudinal, ρ é a percentagem de armadura, f_{yd} é o valor de cálculo da tensão de cedência da armadura, α é o ângulo entre a armadura e a interface.

Comum a todos estes códigos e regulamentos de dimensionamento é a avaliação qualitativa da rugosidade da superfície, sendo esta habitualmente classificada como: muito lisa, lisa, rugosa, ou muito rugosa. Dependendo desta classificação, os valores dos coeficientes de atrito e de coesão são definidos para serem utilizados nas expressões de dimensionamento. Santos *et al* (Santos e Júlio, 2008) evidencia que esta abordagem não é a mais adequada porque depende de uma avaliação subjetiva.

Segundo Santos *et al* (2010), para auxiliar na classificação da rugosidade, alguns códigos e regulamentos de dimensionamento relacionam esta com acabamentos típicos de superfícies de betão, os quais incluem: 1) superfície betonada contra cofragem metálica, plástica ou de madeira; 2) superfície sem qualquer tratamento adicional após vibração do betão; e 3) superfície intencionalmente rugosa, utilizando diversos métodos. Este apoio apresenta óbvias limitações e pode conduzir a valores incorretos dos coeficientes de atrito e de coesão (Santos e Júlio, 2008).

Os exemplos fornecidos pelos códigos e regulamentos estão longe de cobrirem todas as aplicações práticas. Por exemplo, o Eurocódigo 2 (CEN Eurocode 2, 2004) considera rugosa “a superfície com pelo menos 3 mm de rugosidade espaçados de 40 mm, obtida por raspagem, expondo os agregados ou por outros métodos que conduzam a um comportamento equivalente”. Esta indicação é claramente insuficiente tendo em consideração a diversidade de métodos disponíveis para remover a camada superficial do betão e/ou aumentar a rugosidade da superfície, conduzindo cada um deles a diferentes valores da resistência da interface ao corte (Santos e Júlio, 2008).

Igualmente com o propósito de auxiliar na classificação dos métodos de tratamento, o ACI 555R-01 (2001) propõe quatro categorias, em função do tipo de equipamento utilizado e das especificações de cada um: 1) remoção mecânica (picagem, escova de aço, esscarificação, etc.); 2) impacto de partículas (jato de grenalha e jato de areia); 3) hidro-demolição (jato de água); e 4) remoção química (acid etching).

Santos *et al* (2008) após uma análise mais cuidada, e tendo em conta o que foi referido anteriormente, concluiu que definir um protocolo para cada método complicaria ainda mais o dimensionamento, o qual deve ser simples, e não resolveria o problema porque, na prática, seria

necessário garantir que este seria realizado *in situ*. Por todas estas razões, o desenvolvimento lógico das expressões de dimensionamento consiste na substituição da abordagem qualitativa da rugosidade da superfície por uma abordagem quantitativa.

2.5.3 Caracterização experimental de interfaces

Para quantificar a resistência de interfaces, tem de ser tido em consideração: diferentes tipos de betão do substrato, diferentes tipos de betão adicionado e diferentes tipos de rugosidade do substrato. Para efetuar a caracterização da resistência das interfaces resultantes, existem atualmente os seguintes ensaios: (i) caracterização dos parâmetros de rugosidade da interface; (ii) ensaio de corte inclinado; (iii) ensaio de tração por compressão diametral; (iv) ensaio de duplo corte, com variação da tensão normal; e (v) ensaio de duplo corte com armadura de ligação. Na presente dissertação apenas foi realizado o ensaio de corte inclinado, uma vez que é o mais comumente utilizado. De seguida é feita uma exposição mais detalhada sobre o mesmo.

2.5.3.1 Ensaio de corte inclinado

No ensaio de corte inclinado utilizaram-se provetes prismáticos com $100 \times 100 \times 500 \text{ mm}^3$, em que a interface forma um ângulo de 25° com o eixo longitudinal do prisma, resultando na configuração apresentada na Figura 2.10. O ensaio SST (Slant Shear Test) é um dos mais utilizados, devido a: i) ser sensível à variação da rugosidade da interface; ii) simplicidade do esquema experimental; e iii) ao facto de a interface estar simultaneamente sujeita a tensões de corte e compressão, tal como acontece em estruturas reais (Clímaco e Regan, 2001).

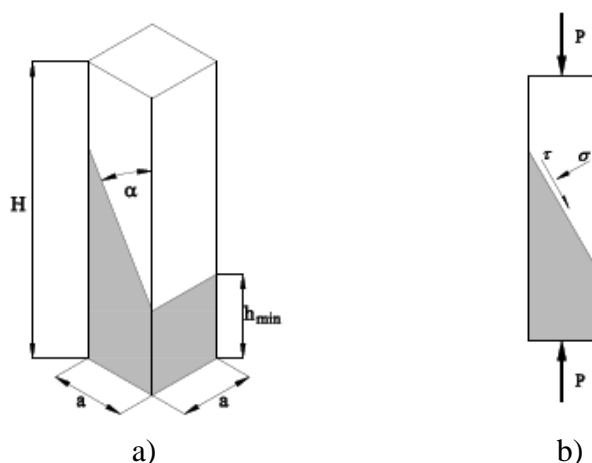


Figura 2.10 – Slant Shear Test: a) dimensões características; b) tensão na interface (Saldanha *et al*, 2012)

As expressões seguintes definem a tensão média de corte e normal na interface (ver Fig. 2.10).

$$\tau = \frac{P \cdot \cos \alpha \cdot \sin \alpha}{a^2} \quad (2.3)$$

$$\sigma = \frac{P \cdot \sin^2 \alpha}{a^2} \quad (2.4)$$

Legenda: ‘ τ ’ é a tensão média de corte na interface; ‘ σ ’ é a tensão média normal à interface; ‘P’ é a carga aplicada; ‘ α ’ é o ângulo entre a interface e a vertical; e ‘a’ é a dimensão da aresta da secção transversal (ver Figura 2.10).

Capítulo 3 – Programa Experimental

3.1 Enquadramento

A análise estrutural de elementos produzidos com betões menos usuais, como é o caso dos LBC e UHDC, necessita de ser aprofundada e devidamente testada para se compreender completamente o seu comportamento, contribuindo assim para um uso mais generalizado nas situações correntes.

Neste capítulo apresenta-se todo o programa experimental desenvolvido no âmbito da presente dissertação, no qual se incluem a caracterização das misturas, os ensaios experimentais utilizados para determinação das características resistentes dos betões, bem como das interfaces entre diferentes betões, e os ensaios experimentais de vigas com diferentes taxas de armadura de tração e transversal, originando diferentes tipos de rotura, por flexão e por esforço transversal. Com base nos resultados experimentais analisar-se-á o efeito da ‘superskin’ na capacidade resistente, deformação e rigidez das vigas.

Foram ensaiadas 9 peças com o objetivo de testar o conceito da ‘superskin’, no âmbito do projeto PTDC/ECM/098497/2008 *'Intelligent Super Skin - Enhanced Durability for Concrete Members'*, em elementos estruturais, uma vez que no projeto referido só foram realizados ensaios em provetes de pequenas dimensões, e na análise da forma de aplicação da camada de recobrimento. Como já referido, neste estudo combinaram-se dois tipos de betão, um LBC para ser aplicado no núcleo das vigas e um UHDC para ser aplicado apenas na zona de recobrimento, resultando assim uma solução simultaneamente durável e eco-eficiente.

3.2 Ensaio de corte inclinado

3.2.1 Caracterização experimental de interfaces com UHDC

Com o objetivo de quantificar a resistência de interfaces com UHDC, definiu-se um estudo experimental, considerando apenas um tipo de betão para o substrato (LBC) e um tipo de betão adicionado (UHDC), e diferentes tipos de rugosidade no substrato: lisa, obtida por betonagem contra cofragem metálica; indentada, obtida por betonagem contra cofragem metálica com esta característica geométrica (“dentes”); rugosa, obtida por betonagem contra cofragem metálica (colocação de retardador de presa) e posterior lavagem com jato de água; e com micro-conectores, obtida por betonagem contra cofragem metálica com micro-conectores previamente colocados. Para efetuar a caracterização da resistência das interfaces resultantes, realizou-se o ensaio de corte inclinado.

3.2.2 Preparação dos provetes

Os provetes foram produzidos em duas fases: betonagem do betão de substrato e posteriormente betonagem do betão adicionado. As metades dos provetes, cuja rugosidade da interface do substrato resulta da face moldada com ou sem tratamento, foram produzidas nos respetivos moldes metálicos, com as dimensões finais, separadas por uma chapa de aço com o respetivo ângulo (Figura 3.1.a). Posteriormente, aos 28 dias de idade das metades de substrato, procedeu-se à produção final dos provetes, através da betonagem final do betão adicionado (LBC). Para o efeito, após limpeza e humedecimento da interface, colocaram-se as metades de substrato no interior dos moldes prismáticos e betonou-se diretamente contra a interface (Figura 3.2).



a) colocação de chapa nos moldes.



b1- rugosa

b2- indentada

b3- micro-conetores

b) provetes com os diversos tipo de superfície, após o desmolde e tratamento



Figura 3.1 – Produção das metades de substrato dos provetes de corte inclinado (a, b1, b2 e b3)



Figura 3.2 – Preparação e betonagem final dos provetes de corte inclinado

Os provetes resultantes foram desmoldados aproximadamente 24 horas após a betonagem e armazenados (Figura 3.3), em ambiente de laboratório, até ao dia de ensaio.



Figura 3.3 – Provetes do ensaio de corte inclinado

3.2.2.1 Desativador de superfície

A aplicação do desativador de superfície teve como objetivo a conceção de uma superfície rugosa na camada exterior do núcleo das vigas, para posterior betonagem da ‘superskin’.

O retardador superficial de presa, PRITI_vert, foi utilizado segundo as recomendações do fabricante, tendo em conta a espessura requerida a desativar na superfície do betão.



Figura 3.4 – Embalagem e aspeto do desativador de superfície PRITI vert

3.2.3 Realização dos ensaios

Os ensaios de SST realizaram-se 28 dias após a betonagem final, aplicando a carga à velocidade de 3 kN/s até à rotura (Figura 3.4). Para a situação pretendida foram caracterizados quatro provetes, perfazendo um total de 16 ensaios. Verificou-se a ocorrência predominante um tipo de rotura, em particular nos provetes com interfaces rugosa: rotura monolítica (Figura 3.5.a), também designada de “coesiva”. Nos provetes com interface lisa, com conetores, indentada, ocorreu predominantemente uma rotura adesiva.



Figura 3.5 – Ensaio de provete de corte inclinado



(a) rotura coesiva

Figura 3.6 – Tipo de rotura do ensaio em provetes de corte inclinado

3.2.4 Resultados

No Quadro 3.1 resumem-se os valores médios obtidos da carga, tensão normal e tensão de corte de acordo com o tipo de interface.

Quadro 3.1 – Resultados do ensaio ao corte (SST)

Provete	Tipo de Interface	Carga		a (mm)	α (°)	Tensão Normal (σ)		Tensão de Corte (τ)	
		P	P _{médio}			σ	σ _{média}	τ	τ _{média}
		kN				Mpa		Mpa	
R1	Rugosa	201	197,50	100	25	3,59	3,53	7,70	7,56
R2		197				3,52		7,55	
R3		198				3,54		7,58	
R4		194				3,46		7,43	
I1	Indentada	165	150,75			2,95	2,69	6,32	5,77
I2		165				2,95		6,32	
I3		137				2,45		5,25	
I4		136				2,43		5,21	
C1	Conectores	104	78,75			1,86	1,41	3,98	3,02
C2		89				1,59		3,41	
C3		63				1,13		2,41	
C4		59				1,05		2,26	
L1	Lisa	75	70,75			1,34	1,26	2,87	2,71
L2		87				1,55		3,33	
L3		97				1,73		3,72	
L4		24				0,43		0,92	

Do Quadro 3.1, a análise de resultados revelou um aumento da resistência à tração com o aumento da rugosidade da interface. Constata-se que a interface com melhor desempenho para o estudo a realizar é do tipo rugosa, logo foi este tipo de rugosidade que foi utilizada na produção das vigas com ‘superskin’. Este tipo de rugosidade tem a vantagem acrescida de ser mais fácil de produzir comparativamente com à rugosidade indentada ou com conectores.

3.3 Materiais

Na produção das vigas foi utilizado um betão com uma reduzida dosagem de cimento (LBC) no núcleo, um microbetão de ultra-elevada durabilidade na camada de recobrimento (UHDC) e armadura ordinária em aço A500 NR SD, como apresentado na Figura 3.7. Torna-se essencial conhecer não só a composição e as propriedades de cada um dos constituintes do betão, mas também as principais propriedades dos dois tipos de betão usados e do aço para, posteriormente, serem feitas análises e comparações coerentes. Caso contrário, poder-se-iam cometer erros graves de interpretação. A caracterização dos materiais foi também necessária para preparar as condições de ensaio das vigas.

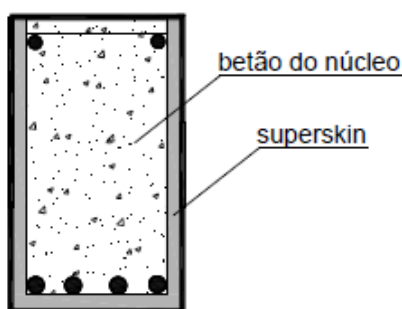


Figura 3.7 – Esquema explicativo da produção das vigas

3.4 Caracterização dos betões

Uma parte crucial deste programa experimental é a definição das misturas de betão e a caracterização das suas propriedades, pois o betão afetará de forma significativa o comportamento das vigas. Portanto, é essencial ter conhecimento quer da composição quer das propriedades de cada um dos constituintes do mesmo, bem como dos resultados de ensaios normalizados no estado endurecido.

Pretendeu-se realizar uma caracterização detalhada do LBC e do UHDC para averiguar de forma rigorosa os seus comportamentos e para posterior compreensão dos resultados dos ensaios estruturais.

3.4.1 Composições

Foram preparados dois tipos de misturas, sendo que a composição do UHDC foi baseada no projeto de investigação anteriormente referido e a composição para o LBC foi desenvolvida no presente estudo.

Assim, de uma forma resumida, os betões escolhidos para produção das vigas, apresentam-se na Quadro 3.2 e Quadro 3.3, as quais contêm as massas dos diversos constituintes para 1 m³ de betão.

Quadro 3.2 – Dosagem da composição do LBC

Constituinte	Designação	kg/m ³
Cimento	CEM I 52,5 R	125,00
Adições	Filer Calcário	125,00
	Cinzas Volantes	100,00
Agregados Finos	Areia Fina (0/1mm)	164,00
	Areia Média (0/4mm)	801,11
Agregados Grossos	Brita 1 (5/14 mm)	859,22
Adjuvante	MasterGlenium Sky 526	1,00
Água	Efetiva	159,44

Quadro 3.3 – Dosagem da composição do UHDC

Constituinte	Designação	kg/m ³
Cimento	CEM I 52,5 R	750,00
Adições	Filer Calcário	130,0
	Cinzas Volantes	220,00
Agregados Finos	Areia Fina (0/1 mm)	867,00
Adjuvante	MasterGlenium Sky 526	15,00
Água	Efetiva	240,00
Fibras	OL 10/12	157,20

3.4.1.1 Ligantes

A escolha do cimento utilizado na produção dos betões para colocação nas vigas foi feita tendo em conta, essencialmente, a resistência à compressão pretendida. Como tal, fez-se uso de um cimento do tipo CEM I 52,5 R, produzido pela Secil.

A Figura 3.8 ilustra o aspeto do cimento, as cinzas volantes e o fíler calcário utilizados, com escala para referência.



Cimento

Filer Calcário



Cinzas Volantes

Figura 3.8 – Aspeto macroscópico dos ligantes utilizados

No Quadro 3.4 apresentam-se as massas volúmicas dos ligantes.

Quadro 3.4 – Massas volúmicas dos ligantes

Ligante	Massa volúmica (kg/dm ³)
CEM I 52,5 R	3.16
Fíler Calcário	2.70
Cinzas Volantes	2.30

3.4.1.2 Agregados

Foram utilizados dois tipos de areias: areia fina 0/1 mm e areia média 0/4 mm (Figura 3.9).



Areia fina
0/1 mm

Areia média
0/4 mm

Figura 3.9 – Aspeto macroscópico dos agregados finos

Para a granulometria maior (i.e. agregados grossos), utilizou-se apenas 1 tipo de agregado: brita 6/14 mm (Figura 3.10).



Brita
6/14 mm

Figura 3.10 – Aspeto macroscópico do agregado grosso

No Quadro 3.5 apresenta-se, para cada tipo de agregado, a massa volúmica.

Quadro 3.5 – Massas volúmicas dos agregados

Agregado	Massa volúmica (kg/dm ³)
Areia Fina 0/1 mm	2,63
Areia Média 0/4 mm	2,63
Brita 6/14 mm	2,66

3.4.1.3 Adjuvante e Água

A aplicação de adjuvante teve como objetivos pretendidos o aumento da plasticidade e a redução da quantidade de água necessária na mistura, conseguindo-se, assim, melhorar a resistência mecânica do betão sem prejudicar a trabalhabilidade do mesmo.

O adjuvante utilizado, MasterGlenium SKY 526, é um superplastificante inovador de segunda geração, à base de polímeros de éter policarboxílico, redutor de água e também acelerador de endurecimento e cuja massa volúmica é de 1,06 kg/dm³ (Figura 3.11).

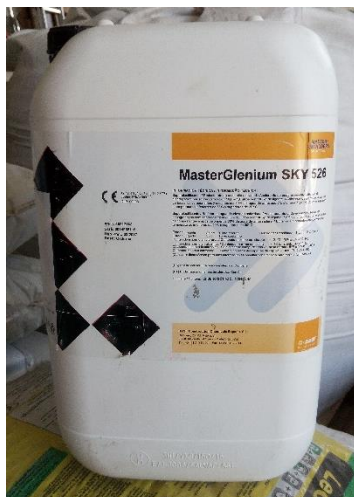


Figura 3.11 – Embalagem e aspeto do adjuvante MasterGlenium SKY 526

A água utilizada na mistura foi a da rede pública de abastecimento, o que a torna apta para ser utilizada na produção de betão.

3.4.1.4 Fibras

A quantidade de fibras utilizada para a mistura de UHDC foi escolhida tendo em conta a bibliografia (Santos e Júlio, 2009) e com base nos trabalhos desenvolvidos anteriormente, que apontam para valores ótimos de fibras entre 1% e 2%, para este tipo de betões. Como tal, como fibras de reforço da matriz do UHDC utilizaram-se microfibras de aço Dramix OL10/0.12mm, apresentadas na Figura 3.5. A incorporação das microfibras foi feita para uma dosagem volumétrica de 2%.



Figura 3.12 – Aspeto macroscópico das fibras utilizadas

3.5 Características Resistentes dos Betões

Para a determinação das características resistentes mais pertinentes dos betões foram realizados os seguintes ensaios:

- Resistência à compressão de provetes - NP EN 12390-3 (2011)
- Resistência à tração por compressão de provetes - NP EN 12390-6 (2011)
- Determinação do módulo de elasticidade em compressão - LNEC E397 (1993)
- Resistência à tração por flexão - NP EN 12390-5 (2009)

Os ensaios de caracterização de betão realizados no âmbito desta dissertação foram usados para obter resultados preliminares sobre o comportamento dos diferentes betões.

3.5.1 Resistência à compressão

Após a produção das amassaduras determinou-se a resistência à compressão do betão (f_c) através do procedimento preconizado pela norma NP EN 12390-3 (2011). Para tal, foram ensaiados vários provetes cúbicos de 150mm de aresta, obtidos das diferentes amassaduras realizadas ao longo do período de produção das vigas, para os dois tipos de betão (LBC e UHDC). A realização dos ensaios ocorreu numa idade superior aos 28 dias, à data de ensaio das vigas, embora se tenha feito o ensaio de compressão também aos 28 dias.

O procedimento de ensaio foi igual para todos os provetes e todas as misturas. A cura dos provetes foi por imersão num tanque de água a uma temperatura de 20 °C até ao dia anterior ao do ensaio. Posteriormente, utilizou-se uma prensa hidráulica para aplicar a força de compressão nos provetes, a uma velocidade constante de 13,5 kN/s. Através do quociente entre a força de rotura e a área comprimida do provete, determinou-se a resistência do betão à compressão. Depois, foi feita uma média aritmética dos valores obtidos por forma a obter os valores médios da tensão resistente ($f_{cm,cubo}$).

Para a análise de resultados (Capítulo 4) também é necessário conhecer os valores de tensão de rotura à compressão em cilindros ($f_{cm,cil}$), os quais foram determinados através da expressão 3.1 (Coutinho, 1999).

$$f_{cm,cil}(MPa) \approx f_{cm,cubo}(28 \text{ dias}) \times 0,8 \quad (3.1)$$

Os resultados obtidos são apresentados no Quadro 3.6 do Subcapítulo 3.5.5.

3.5.2 Resistência à Tração por Compressão Diametral

A norma NP EN 12390-6 (2011) preconiza o procedimento de ensaio para determinação da resistência à tração por compressão diametral, cujos ensaios foram realizados em provetes

prismáticos com $100 \times 100 \text{ mm}^2$ de secção. O valor da tensão de rotura (f_{ct}), para cada provete, foi calculado utilizando a Expressão 3.2.

$$f_{ct}(\text{MPa}) = 1,1 \times \frac{2 \times F_p}{\pi \times a_p^2} \quad (3.2)$$

Legenda: 1,1 – fator de correção (uma vez que os provetes prismáticos tendem a ter valores superiores aos cilíndricos em cerca de 10 %); F_p – força de rotura do provete (N); a_p – aresta de menor dimensão do provete (mm);

Os resultados obtidos são apresentados no Quadro 3.6 do Subcapítulo 3.5.5.

3.5.3 Módulo de Elasticidade

Para a determinação do valor do módulo de elasticidade (E_c) recorreu-se à aplicação de uma carga cíclica entre dois níveis de tensão, em provetes prismáticos de $100 \times 100 \times 400 \text{ mm}^3$ de dimensão (LNEC E 397, 1993). Para medir as deformações que ocorreram em cada ciclo, colaram-se, em cada uma de duas faces opostas do prisma, duas pastilhas *demec* e mediu-se a variação da dimensão longitudinal, entre as pastilhas, com um alongâmetro. O procedimento foi concluído quando a diferença entre as deformações de ciclos consecutivos foi inferior à condição de convergência da norma.

O cálculo do módulo de elasticidade foi efetuado pela seguinte expressão:

$$E_c(\text{GPa}) = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon_s} = \frac{\sigma_a^m - \sigma_p^m}{\varepsilon_{a,3} - \varepsilon_{p,2}} \quad (3.3)$$

Legenda: σ_a^m – tensão superior aplicada; σ_p^m – tensão de pré-carga aplicada; $\varepsilon_{a,3}$ – extensão verificada e correspondente à tensão superior aplicada; $\varepsilon_{p,2}$ – extensão verificada e correspondente à tensão de pré-carga aplicada.

Os resultados obtidos são apresentados no Quadro 3.6 do Subcapítulo 3.5.5.

3.5.4 Resistência à Tração por Flexão

Para determinar a resistência à tração por flexão utilizou-se a norma NP EN 12390-5 (2009), com ensaios de flexão de três pontos realizados em provetes prismáticos de $100 \times 100 \times 500 \text{ mm}^3$ para a mistura de betão *UHDC*, com uma distância entre apoios de 300 mm , e com a utilização de dois *LVDTs* colocados a meio vão em faces opostas (Figura 3.13). O valor médio da resistência à tração (f_{ctm}) para o betão da *superskin* (UHDC) foi ainda determinado através do ensaio de flexão em provetes prismáticos de $40 \times 40 \times 160 \text{ mm}^3$.



Figura 3.13 – Ensaio de tração por flexão

A norma EN 14651 (2007) estabelece que a determinação das resistências residuais de flexão (f_R) pode ser feita tendo em conta a flecha a meio vão, em alternativa à medição da abertura do entalhe (Crack Mouth Opening Displacement - CMOD), ou seja, pode ser feita pelo ensaio da norma EN 12390-5 (2009).

O cálculo das tensões residuais (f_{R1} , f_{R2} , f_{R3} e f_{R4}) é feito a partir da expressão 3.4:

$$f_{Ri}(\text{MPa}) = \frac{3}{2} \times F_i \times 10^3 \times \frac{l_R}{b_R \times h_R^2} \quad (3.4)$$

Legenda: F_i – força (kN); l_R – distância entre apoios (mm); b_R – largura do provete (mm); h_R – altura do provete (mm).

A força F_i está relacionada com a flecha central da seguinte forma: F_1 – força correspondente a uma flecha central de $0,47 \text{ mm}$; F_2 – força correspondente a uma flecha central de $1,32 \text{ mm}$; F_3 – força correspondente a uma flecha central de $2,17 \text{ mm}$; F_4 – força correspondente a uma flecha central de $3,02 \text{ mm}$;

O diagrama obtido no ensaio de tração por flexão, carga (F) – deslocamento (δ), consta na Figuras 3.14, enquanto que as resistências residuais de flexão (f_R) são apresentadas no Quadro 3.7 do Subcapítulo 3.5.5.

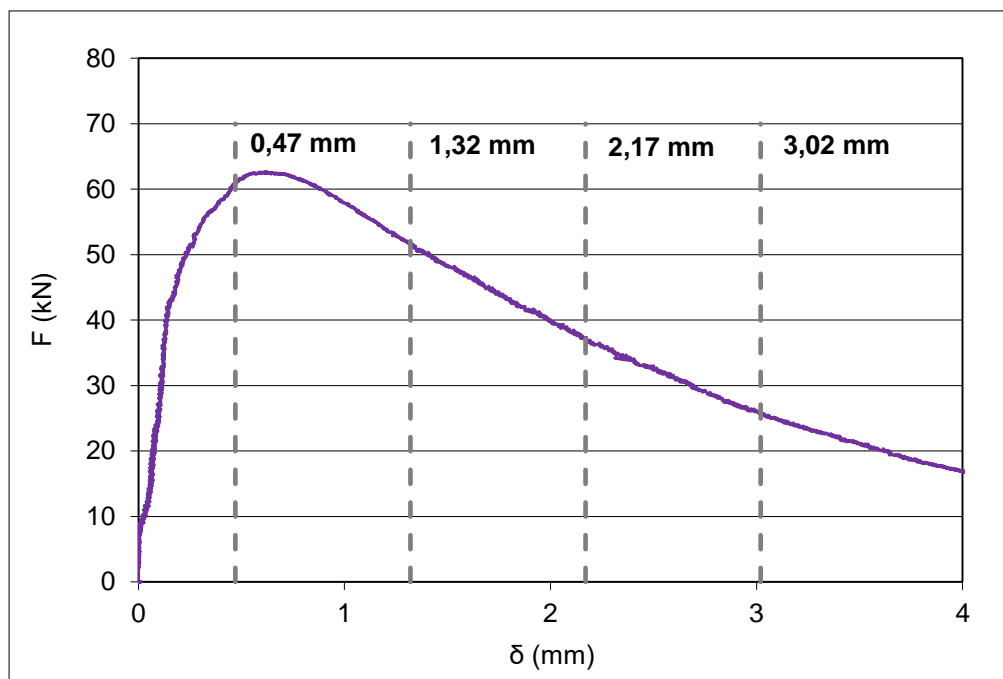


Figura 3.14 – Diagramas carga-deslocamento dos ensaios tração por flexão

3.5.5 Resultados

Os resultados obtidos para os ensaios da resistência à compressão (incluindo a conversão feita para cilindros), da resistência à tração e do módulo de elasticidade, referidos anteriormente, estão apresentados no Quadro 3.6.

Quadro 3.6 – Resultados dos ensaios de compressão, tração e módulo de elasticidade

Betão	Compressão $f_{cm,cubo}$ (MPa)	Compressão $f_{cm,cil}$ (MPa)	Tração f_{ctm} (MPa)	E_c (GPa)
LBC	28,5	22,8	-	29,6
UHDC	128	-	27,6	39,7

No Quadro 3.7 apresentam-se as resistências residuais de flexão (f_R) do UHDC.

Quadro 3.7 – Resultados dos ensaios de tração por flexão

Betão	Tração residual por flexão			
	f_{Rm1} (MPa)	f_{Rm2} (MPa)	f_{Rm3} (MPa)	f_{Rm4} (MPa)
UHDC	27,43	23,27	16,62	11,51

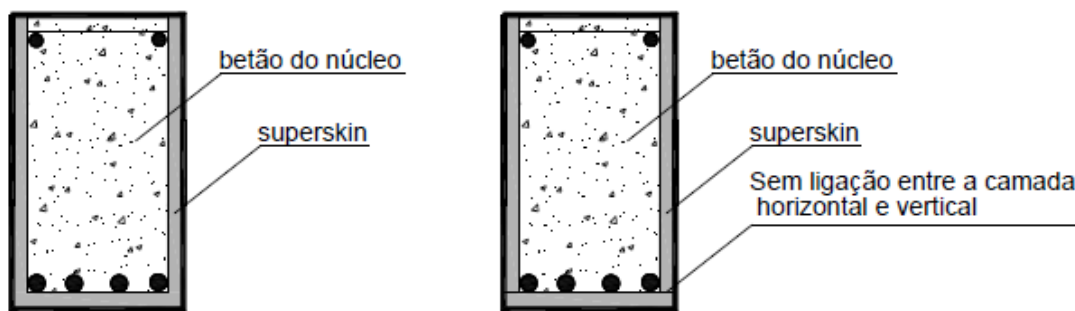
Nos Quadros 3.6 e 3.7 podem verificar-se as elevadas resistências tanto à tração como à compressão do UHDC. O módulo de elasticidade do UHDC também é bastante superior ao LBC. A adição de fibras no UHDC permite que este betão tenha elevadas resistências residuais finais.

3.6 Descrição das vigas ensaiadas

As vigas têm um comprimento de 1,5 metros, uma secção transversal de 240x120 mm² e um recobrimento de 20 mm. Como já foi referido, foram utilizados dois tipos de betão com diferentes resistências a compressão, sendo eles: o LBC com 28,5 MPa, que foi aplicado apenas no núcleo da viga; o UHDC com 128 MPa, aplicado apenas na área do recobrimento.

Para as armaduras longitudinais adotaram-se diâmetros de 10 mm (Ø10) e 16 mm (Ø16). A taxa de armadura de tração, $\rho = A_s/(b.d)$ não foi constante, $\rho = 1.3\%$ para a armadura 4Ø10 ($A_s = 3.14 \text{ cm}^2$) e de $\rho = 3.32\%$ para a armadura 4Ø16 ($A_s = 8.04 \text{ cm}^2$). O interesse da variação deste parâmetro é permitir estudar o conceito de ‘superskin’ em vigas com roturas dúcteis e/ou frágeis. Deformações diferentes no instante da rotura podem afetar a eficácia da ligação entre os dois betões. Por outro lado, variando a taxa de armadura de tração as vigas terão também diferente resistência na rotura, diferente ductilidade e diferente rigidez no estado I e II.

Além da variação da taxa de armadura de tração, nas vigas com maiores taxas de armadura de tração, reduziu-se a taxa de armadura transversal em metade do comprimento da viga com o objetivo de criar uma rotura por esforço transversal antes de se atingir a resistência máxima por flexão. Assim, será possível analisar o efeito da ‘superskin’ na resistência ao esforço transversal, em particular, para as vigas com as condições descritas. Por fim, estudou-se ainda o modo de aplicação da ‘superskin’, quando utilizada como uma peça única em forma de U ou em placas laterais e separadas da base (ver Figura 3.15).



- a) ‘Superskin’ em forma de U, peça única, designação U. b) ‘Superskin’ separada, as placas laterais separadas da base, designação S.

Figura 3.15 – Modo de aplicação da ‘superskin’

As vigas produzidas e ensaiadas são apresentas no Quadro 3.8.

Quadro 3.8 – Identificação das vigas

Tipo de Rotura	Viga
Flexão	V1_Ref_F_LBC_1,3%
	V2_Ref_F_LBC_3,32%
	V4_F_SK_S_1,3%
	V5_F_SK_S_3,32%
	V8_F_SK_U_1,3%
	V9_F_SK_U_3,32%
Corte	V3_Ref_C_LBC_3,32%
	V6_C_SK_U_3,32%
	V7_C_SK_S_3,32%

A seguir apresenta-se a explicação utilizada na designação das vigas:

- V – viga;
- 1, 2, 3, ... – número da viga;
- Ref – viga de referência;
- C – rotura prevista ao corte;
- F – rotura prevista à flexão;

- LBC – Low Binder Concrete;
- SK – ‘superskin’ (pele), recobrimento com UHDC;
- U – camada de recobrimento betonada como peça única (as laterais e a base formam um conjunto);
- S – camada de recobrimento betonada como peça separada (as laterais estão separadas da base);
- 1,3%; 3,32% – taxas de armadura de tração, respetivamente;

3.6.1 Caracterização das armaduras

Na Figura 3.6 apresenta-se um corte longitudinal das peças V1, V4 e V8 onde se representam as dimensões e a pormenorização transversal (Figura 3.16a) e das armaduras longitudinais (Figura 3.6b).

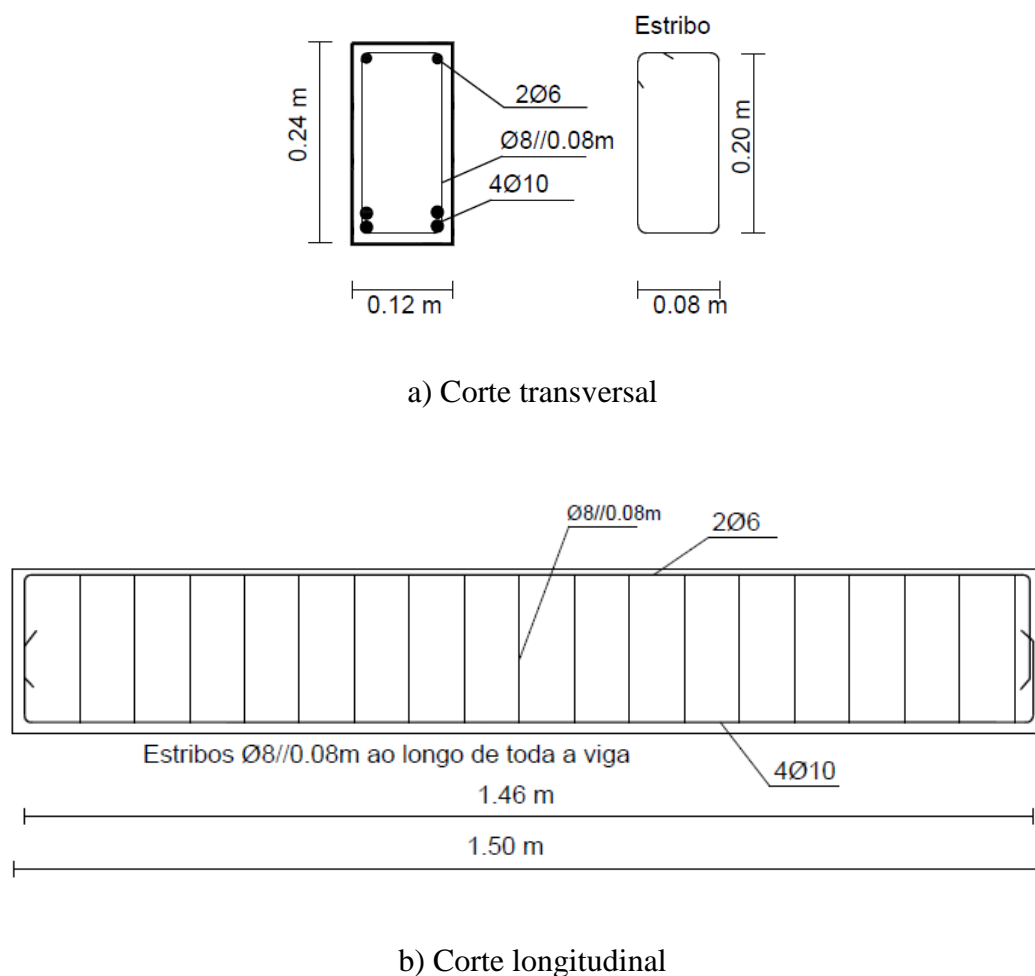
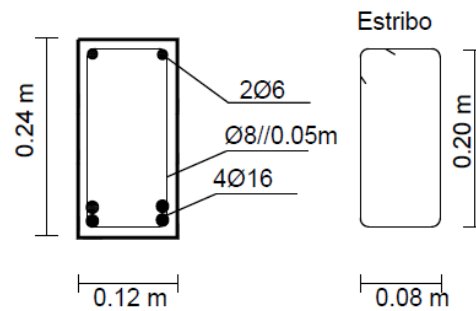
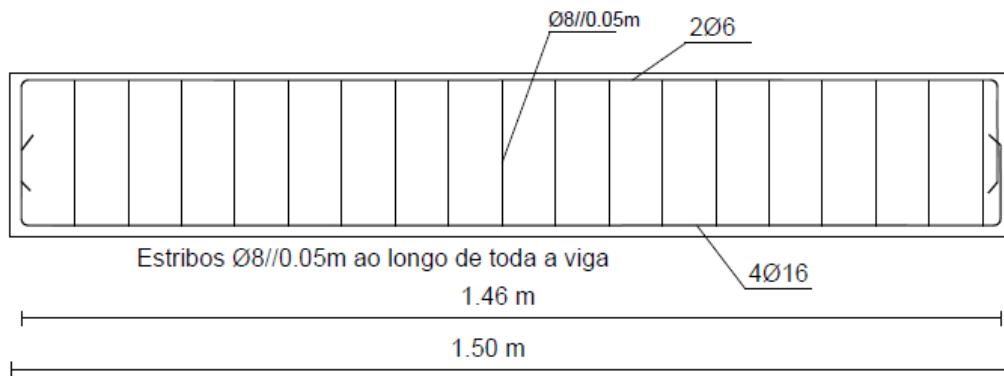


Figura 3.16 – Corte longitudinal e transversal das peças V1, V4 e V8

Na Figura 3.17 apresenta-se um corte longitudinal das peças V2, V5 e V9 onde se representam as dimensões e a pormenorização transversal (Figura 3.17a) e das armaduras longitudinais (Figura 3.17b).



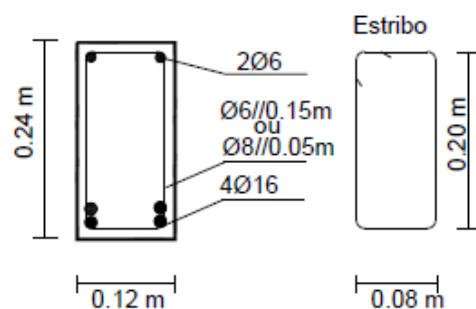
a) Corte transversal



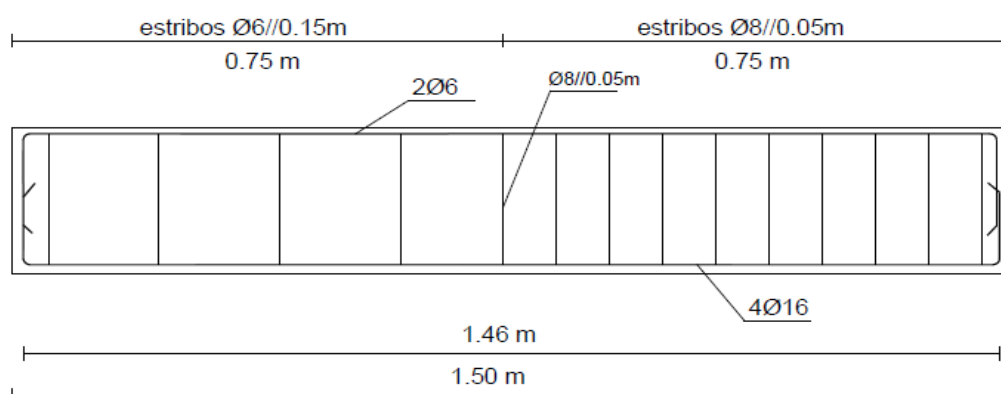
b) Corte longitudinal

Figura 3.17 – Corte longitudinal e transversal das peças V2, V5 e V9

Na Figura 3.18 apresenta-se um corte longitudinal das peças V3, V6 e V7, onde se representam as dimensões e a pormenorização da armadura transversal (Figura 3.18a) e das armaduras longitudinais (Figura 3.18b).



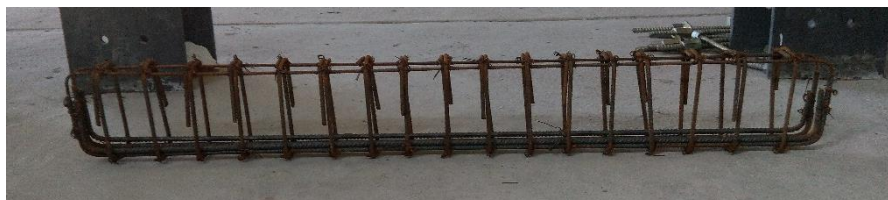
a) Corte transversal



b) Corte longitudinal

Figura 3.18 – Corte longitudinal e transversal das peças V3, V6 e V7

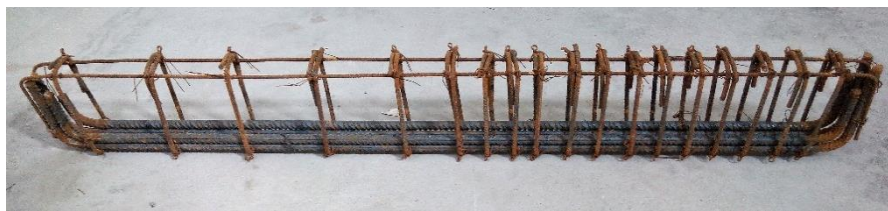
Passando à descrição das armaduras, quer para a armadura longitudinal, bem como para a armadura transversal, utilizaram-se varões de aço da classe A500 NR. Este tipo de varão apresenta uma superfície nervurada e é produzido por laminação a quente. Adotaram-se diâmetros que variam entre os 6 mm ($\text{Ø}6$), 8 mm ($\text{Ø}8$), 10 mm ($\text{Ø}10$) e 16 mm ($\text{Ø}16$).



a) Armaduras de 10 mm sem interrupção dos estribos



b) Armaduras de 16 mm sem interrupção dos estribos



c) Armaduras de 16 mm com interrupção dos estribos

Figura 3.19 – Aspetto das armaduras utilizadas nas vigas (a, b e c)

Devido ao facto do aço ter variações pouco significativas relativamente aos valores indicados pelo fabricante e pelos regulamentos, não foram realizados ensaios à tração para avaliar a resistência dos varões. No quadro 3.9 apresentam-se as propriedades do aço, segundo a NP EN 1992-1-1 (CEN Eurocode 2, 2004).

Quadro 3.9 – Propriedades do aço A500 NR

Tipo de aço	Tração			E_s (GPa)
	f_{yk} (MPa)	f_{uk} (MPa)	ϵ_{uk} (%)	
A500 NR	500	550	12	200

3.7 Produção das vigas

Antes da betonagem foi necessário conceber o sistema de cofragem (Figura 3.20). Tendo em conta que todas as vigas têm as mesmas dimensões e por forma a garantir uma uniformidade nas misturas, idealizou-se um sistema que permitiu a betonagem simultânea de duas vigas.

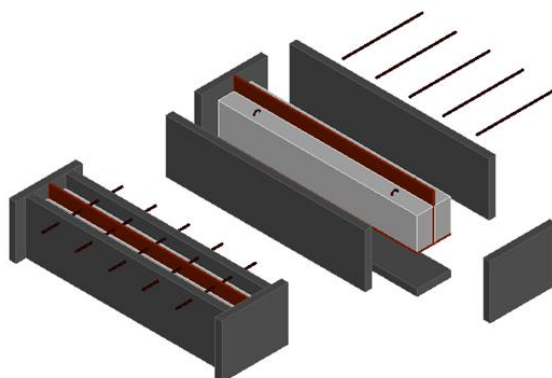


Figura 3.20 – Esquema da cofragem das vigas em CAD®

O processo de produção das vigas pode ser resumido nos seguintes passos:

Passo 1: Preparação da cofragem metálica, dividida verticalmente ao longo do eixo com uma placa de aglomerado (em madeira), com revestimento num dos tops e na base com o mesmo material (aglomerado em madeira), colocação das armaduras e dos espaçadores, e escoramento das cofragens (Figura 3.21).

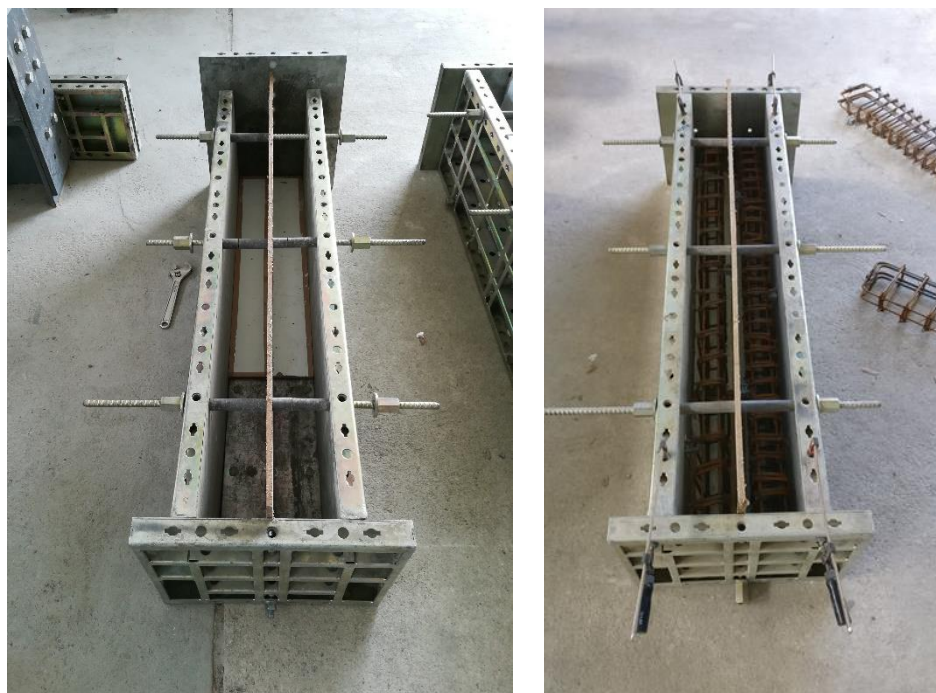


Figura 3.21 – Cofragem metálica e armaduras

Passo 2: Realização das amassaduras (ver Quadro 3.2 e 3.3 no Subcapítulo 3.4.1) numa misturadora de eixo vertical com capacidade de 90 litros (Figura 3.22).



Figura 3.22 – Execução de amassaduras

Passo 3: Betonagem das vigas e uso do vibrador para libertar o ar da amassadura e homogeneizar o betão por toda a viga (Figura 3.23). Para o caso em estudo, este passo foi realizado em 2 ou 3 situações diferentes (tendo em conta as diversas vigas). O núcleo foi betonado primeiro e apenas depois o betão de recobrimento, numa só betonagem para os casos em que se trata de uma peça única ou em duas fases, quando as placas laterais estavam separadas da placa da base. Para que a superfície do núcleo das vigas fosse rugosa, teve que se tratar a superfície, conforme descrito anteriormente com desactivador superficial de presa, para aumentar a rugosidade da interface.

Passo 4: Cura em ambiente, aproximadamente, a 20 °C de temperatura e 60 % de humidade relativa durante 24 horas (Figura 3.23).



Figura 3.23 – Betonagem e cura das vigas

Passo 5: Descofragem, identificação das vigas e cura prolongada (armazenadas em ambiente de laboratório) durante um período superior a 28 dias (Figura 3.24), no caso das vigas de referência. Nos restantes casos foi necessário descofrar, tratar a superfície, voltar a betonar a área de recobrimento e por fim descofrar para cura posterior.



Figura 3.24 – Descofragem e cura prolongada das vigas

3.8 Descrição dos Ensaios e Instrumentação

O pórtico de reação utilizado na realização dos ensaios é composto por dois pilares e duas vigas metálicas, em perfis metálicos (*HE-B 300*), ligados entre si por parafusos da série M20, formando um conjunto rígido e resistente (Fig. 3.25). Esta configuração teve como objetivo, reduzir as deformações sofridas pelo pórtico na aplicação da carga durante os ensaios.



Figura 3.25 – Pórtico de ensaio

Cada viga a ensaiar foi colocada sobre dois apoios cilíndricos, com liberdade de rotação, colocados simetricamente em relação ao eixo da viga e distanciados entre si 1,40 m. Os apoios abrangem toda a largura da viga. Debaxo destes apoios foram colocadas as células de carga, que foram fixas à viga de apoio. A viga metálica de apoio foi fixa à laje de reação e permitiu a transmissão das cargas para esta.

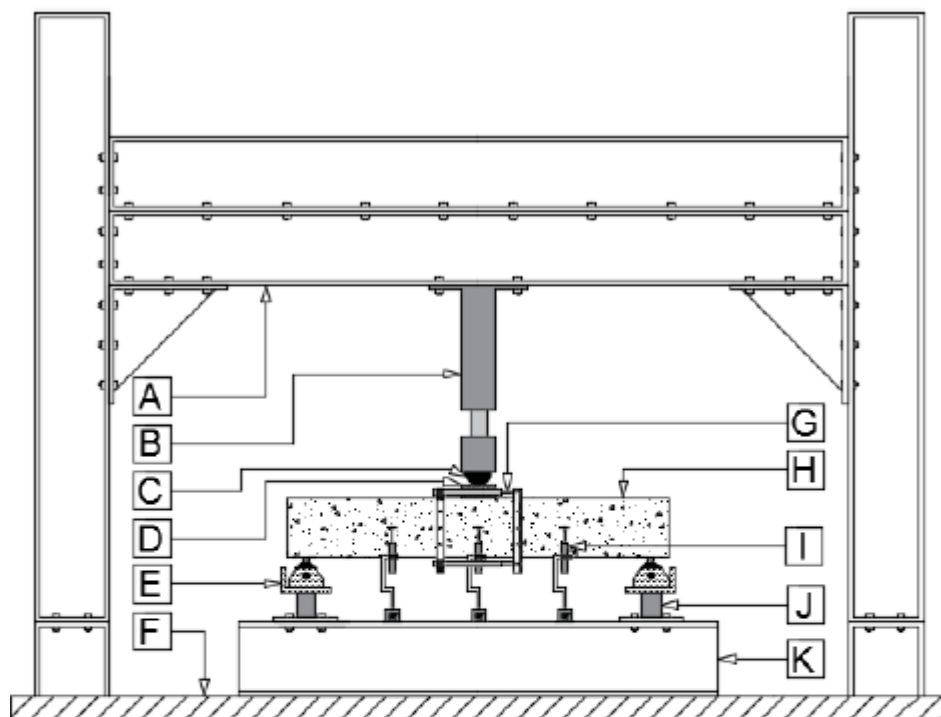
A viga de ensaio funcionou, estruturalmente, como uma viga simplesmente apoiada, em que o carregamento aplicado correspondeu a uma força concentrada vertical, aplicada a meio do vão.

Entre o atuador e as vigas foi colocada uma chapa/placa de aço cilíndrica com raio de 80mm e espessura 40mm.

A força foi transmitida através de um atuador hidráulico, fixo ao pórtico de ensaio, de capacidade máxima, à compressão, de 300 kN. O atuador possui um transdutor interno de deslocamento e uma célula de carga, como instrumentos de medição e controlo. A aplicação da carga foi controlada por computador, através de um *software* de controlo e aquisição de dados, podendo ser definidas, entre outras variáveis, o tipo e a velocidade da carga. Este sistema permite aplicar as ações usando controlo de força ou deslocamento.

No presente trabalho experimental a carga foi sempre aplicada por controlo de deslocamento, com uma velocidade de 0,02 mm/s. Uma grande vantagem deste sistema é permitir paragens na aplicação da carga, sem parar a aquisição de dados. Mas a razão principal para a escolha da aplicação da ação por controlo de deslocamento reside no facto de esta permitir obter a resposta “pós-pico”, dado este que é altamente pertinente para posterior análise de dados.

Na Figura 3.26 apresenta-se esquematicamente o pórtico de ensaio, com a viga de ensaio ao corte e flexão, e os instrumentos de medição.



- A - Pórtico em aço
 B - Atuador
 C - Apoio com liberdade de rotação (atuador)
 D - Chapas de apoio/regularização
 E - Apoios com liberdade de rotação (viga)
 F - Piso de reação
 G - Transdutores de deslocamento horizontais
 H - Viga a ensaiar
 I - Transdutores de deslocamento verticais
 J - Células de carga
 K - Perfil metálico

Figura 3.26 – Esquema do Pórtico de ensaio (Saldanha *et al*, 2012)

Na Figura 3.27 apresentam-se fotografias de vigas para ensaio ao corte e flexão, já preparadas para a realização do ensaio, com todos os equipamentos de instrumentação.



Figura 3.27 – Viga preparadas para ensaio e durante o ensaio

Previamente à realização dos ensaios, e anteriormente à montagem das vigas no pórtico, foram feitas as medições rigorosas, para a sua correta colocação, nomeadamente, a distância entre os apoios. Procedeu-se também à marcação das distâncias dos transdutores de deslocamento horizontais relativamente às faces superior e inferior das vigas e das distâncias entre os transdutores.

A instrumentação, sendo sempre exterior, para ambos os tipos de ensaio (corte e flexão), englobou os seguintes equipamentos: transdutores de deslocamento (LVDTs), verticais e horizontais, e células de carga.

Tanto no caso das vigas de ensaio ao corte como à flexão, o esquema de ensaio foi o mesmo (carga pontual a meio vão) (ver Figura 3.26). Para medir os deslocamentos verticais, em relação a um referencial fixo, foram colocados três transdutores de deslocamento, com curso máximo de 50 mm, fixos com suportes magnéticos ao perfil metálico da base, apoiado na laje de reação. As leituras dos deslocamentos foram realizadas ao nível do eixo das vigas, recorrendo-se para isso a pequenas cantoneiras. Na disposição destes transdutores de deslocamento procurou-se diminuir o risco dos instrumentos ficarem danificados na fase de rotura da viga. Os pontos escolhidos para medir os deslocamentos verticais foram: a secção a meio vão da viga e as secções a 0,35 m do ponto de aplicação do atuador, para os dois lados. Além disso, do lado oposto da viga, com a finalidade de medir as extensões de encurtamento e de alongamento sofridas pela zona central da viga, foram utilizados dois transdutores de deslocamento (curso máximo de 100 mm), colocados na horizontal. Para al foram utilizadas duas cantoneiras coladas lateralmente à viga, dispostas na vertical e de forma simétrica em relação à secção central, com uma amplitude média de 0,24 m (igual à altura da viga). Esta dimensão foi escolhida para que a rotura ocorresse dentro da zona de leitura. Numa das cantoneiras concebeu-se um sistema que permitia a fixação dos transdutores de deslocamento, com capacidade de rotação para que estes se mantivessem horizontais durante a deformação da viga. Na outra cantoneira colaram-se anéis metálicos que permitiam o encaixe das ponteiros dos transdutores de deslocamento, sem restringir a sua capacidade de rotação.

Por razões de simplificação e mais fácil compreensão do esquema apresentado na Figura 3.28, no que diz respeito à posição dos LVDTs verticais e horizontais, colocaram-se os LVDTs todos na mesma face da viga mas em contexto real estes estavam em faces opostas da viga.

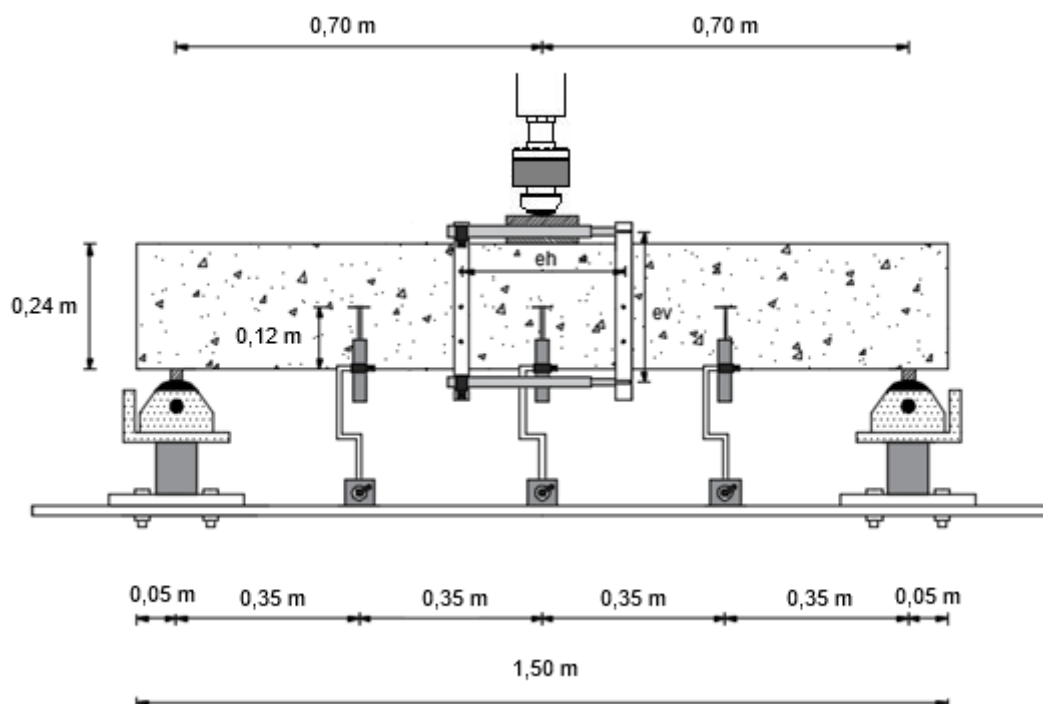


Figura 3.28 – Esquema detalhado do equipamento de ensaio (Saldanha *et al*, 2012)

As células de carga (300 kN de capacidade), quer para os ensaios de corte quer para os de flexão, foram colocadas na base de cada apoio das vigas (Figura 3.29), por forma a medir as reações nos apoios. Para a aquisição de dados, ao longo do ensaio experimental foi utilizado um *software* informático denominado Dynatester, instalado num computador dedicado exclusivamente para a realização de ensaios experimentais (Figura 3.29), que permite não só recolher toda a informação dos testes laboratoriais, como efetuar o controlo da aplicação de carga. Ao longo de todo o processo de produção das vigas e de realização dos ensaios procurou-se garantir que as medições eram realizadas com o máximo rigor possível para garantir que os resultados obtidos seriam fidedignos.

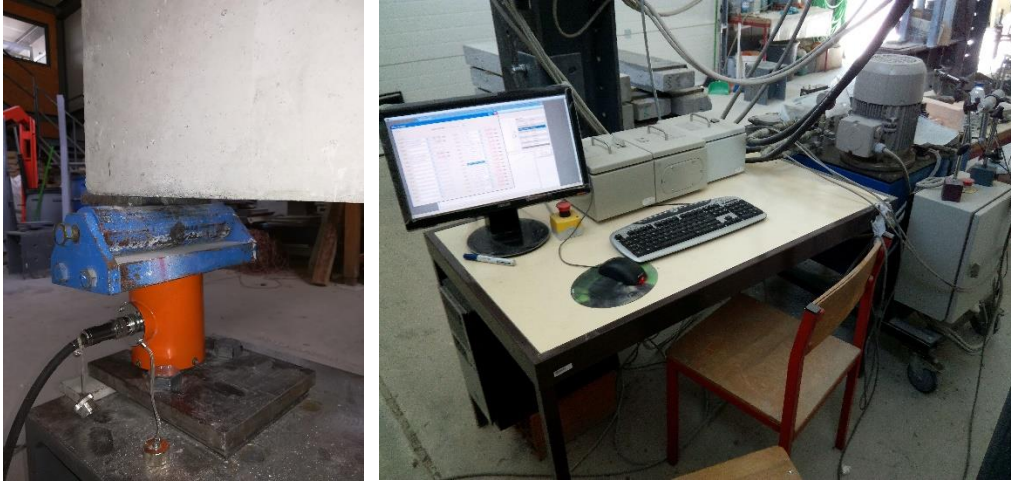


Figura 3.29 – Célula de carga no apoio e equipamento de controlo e aquisição de dados

Capítulo 4 – Análise de Resultados

Neste capítulo apresentam-se os resultados obtidos nos ensaios experimentais. Estes resultados foram devidamente analisados e processados para facilitar a interpretação do comportamento estrutural das vigas ensaiadas.

O principal objetivo é estudar a influência da aplicação da ‘superskin’ no comportamento das vigas com diferentes taxas de armadura de tração, diferentes taxas de armadura transversal e diferentes modos de aplicar a ‘superskin’. Com os resultados obtidos experimentalmente caracterizou-se o comportamento das vigas tanto nas condições de serviço (deformação, rigidez no estado I e II, e fendilhação) como na rotura (capacidade resistente, deformação e rotura).

Apresentam-se os gráficos obtidos após realizado o tratamento dos dados, como por exemplo, a evolução da deformação com a carga ou da curvatura com o momento. Apresentam-se também gráficos que confrontam simultaneamente valores teóricos e experimentais, permitindo, deste modo, comparar as previsões com a caracterização experimental.

4.1 Controlo das Medições

4.1.1 Relação Força do Atuador - Σ Reações

Na Figura 4.1 apresenta-se a relação entre força do atuador e o somatório das reações para as vigas V1_Ref_F_LBC_1,3% e V2_Ref_F_LBC_3,32%. Os gráficos relativos às restantes vigas encontram-se no Anexo A2. Os valores foram obtidos através das leituras do atuador e das células de carga colocadas nos apoios, sendo a aquisição feita através de *software* dedicado.

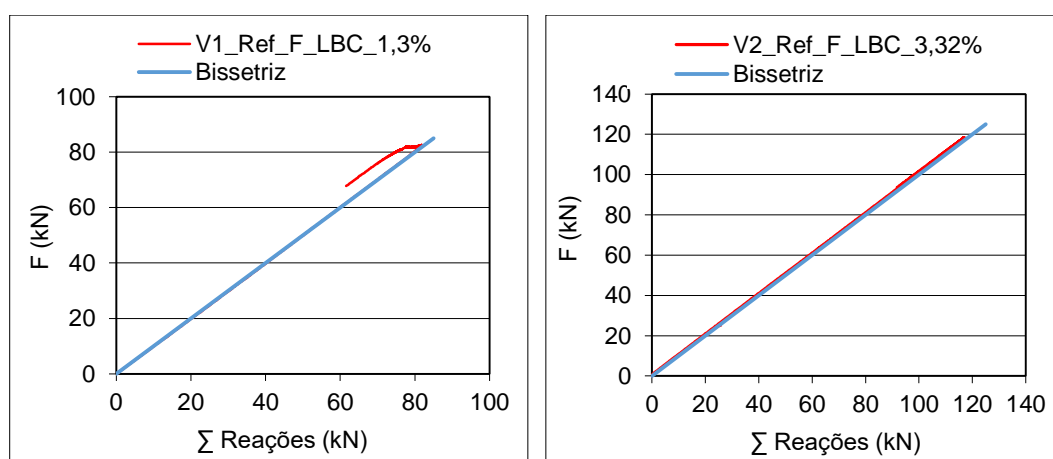


Figura 4.1 – Diagramas força-somatório das reações das vigas V1_Ref_F_LBC_1,3% e V2_Ref_F_LBC_3,32%

Através dos gráficos apresentados pode verificar-se que não existe dispersão relativamente à bissetriz, o que aumenta a confiança das leituras das reações e da força aplicada. No final do

ensaio da viga V1_Ref_F_LBC_1,3%, já na fase pós-pico, isto é, numa fase em que a viga está muito danificada, existe um pequeno desvio entre a força do atuador e o somatório das reações.

4.1.2 Deslocamento na secção a meio vão

Na Figura 4.2 apresenta-se o deslocamento na secção a meio vão para as vigas V1_Ref_F_LBC_1,3% e V2_Ref_F_LBC_3,32%. Os gráficos relativos às restantes vigas estão no Anexo A3. Os valores foram obtidos através das leituras do atuador e de um LVDT2 colocado a meio vão.

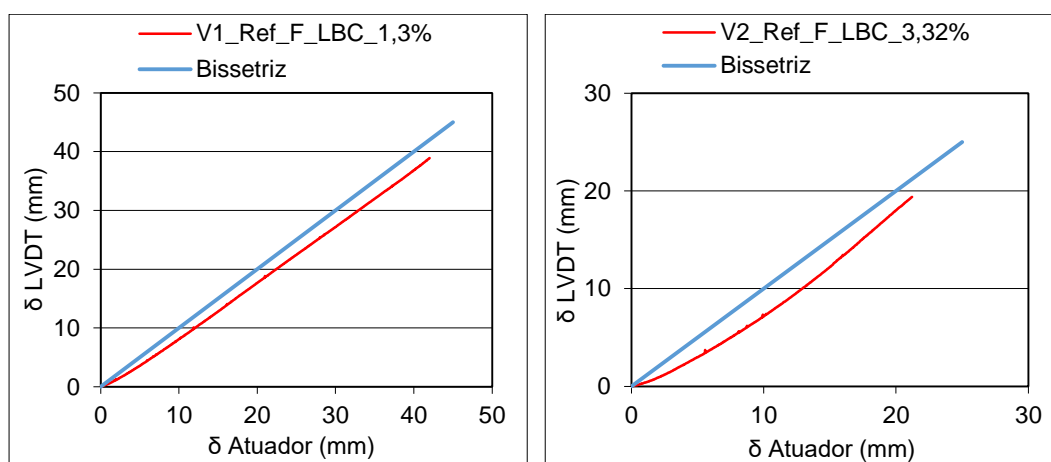


Figura 4.2 – Diagramas do deslocamento a meio vão das vigas V1_Ref_F_LBC_1,3% e V2_Ref_F_LBC_3,32%

Analisando os gráficos constata-se que os deslocamentos efetuados pelo atuador e os obtidos pelo LVDT2 não são idênticos e a justificação para esta diferença é a existência de esmagamento do betão na zona comprimida, ou seja, na zona da aplicação da carga. Numa primeira fase há pequenos ajustes na superfície de contacto entre a viga e o atuador e na parte final do ensaio há um esmagamento do betão devido às elevadas tensões de compressão.

4.1.3 Deslocamento do LVDT1 e LVDT3

Na Figura 4.3 apresenta-se o deslocamento LVDT1 e LVDT3 V1_Ref_F_LBC_1,3% e V2_Ref_F_LBC_3,32%. Os gráficos relativos às restantes vigas estão no Anexo A4. Os valores foram obtidos através das leituras dos LVDTs nos pontos previamente seleccionados, sendo apresentada a sua localização na Figura 3.27 da sub-secção 3.8.

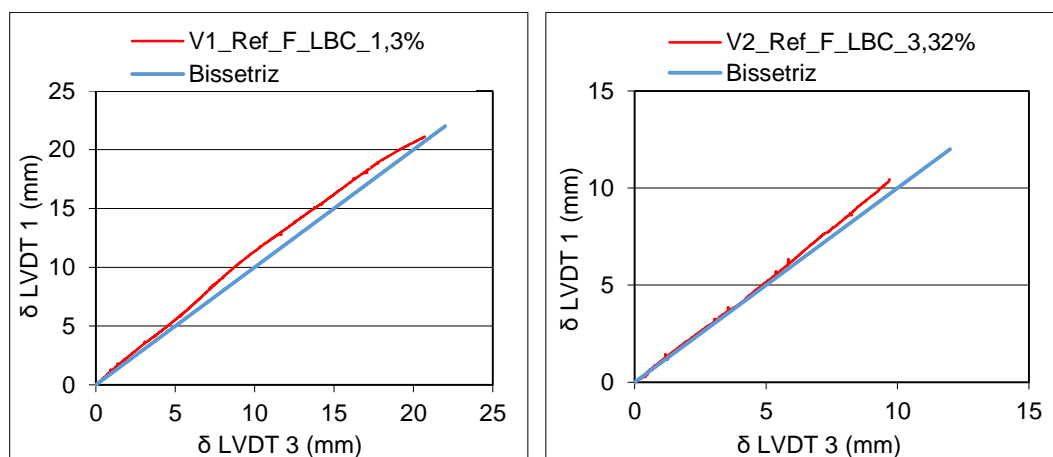


Figura 4.3 – Diagramas do deslocamento LVDT1 e LVDT3 das vigas V1_Ref_F_LBC_1,3% e V2_Ref_F_LBC_3,32%

Através da análise dos diagramas verifica-se que o deslocamento nos LVDTs é simétrico (coincide com a bissetriz) até determinado ponto, correspondente ao aparecimento da primeira fenda. A partir desse ponto os valores afastam-se da bissetriz e tendem a ter um maior desvio à medida que número de fendas aumenta.

4.2 Relação Força - Deslocamento

Neste subcapítulo expõem-se os gráficos de carga (F) – deslocamento/flecha (δ), obtidos experimentalmente, para cada uma das 9 vigas ensaiadas.

As curvas F - δ obtiveram-se diretamente dos valores medidos pela instrumentação, nomeadamente ao nível da aplicação da carga através de célula de carga e a flecha a meio vão da viga (usando o LVDT 2).

A carga (F) foi medida pela célula de carga do atuador e a flecha (δ) foi medida através de um LVDT vertical (LVDT 2) e não os registados pelo atuador, uma vez que, este último regista os deslocamentos não só devido à deformação da viga ensaiada, mas também devido ao ajuste da aplicação da carga na face superior da viga.

Optou-se por apresentar os resultados das vigas em que a rotura foi à flexão num gráfico e as em que a rotura foi por corte noutro gráfico, por forma a serem mais perceptíveis as diferenças de comportamento das várias vigas.

Os resultados das vigas apresentados nas Figuras 4.4 e 4.5 permitem analisar a forma como evoluíram as flechas das vigas em função do carregamento imposto. No Anexo B e C apresentam-se os resultados divididos por tipo de rotura e para diferentes taxas de armadura, utilizando a ‘superskin’ como peça única e separada.

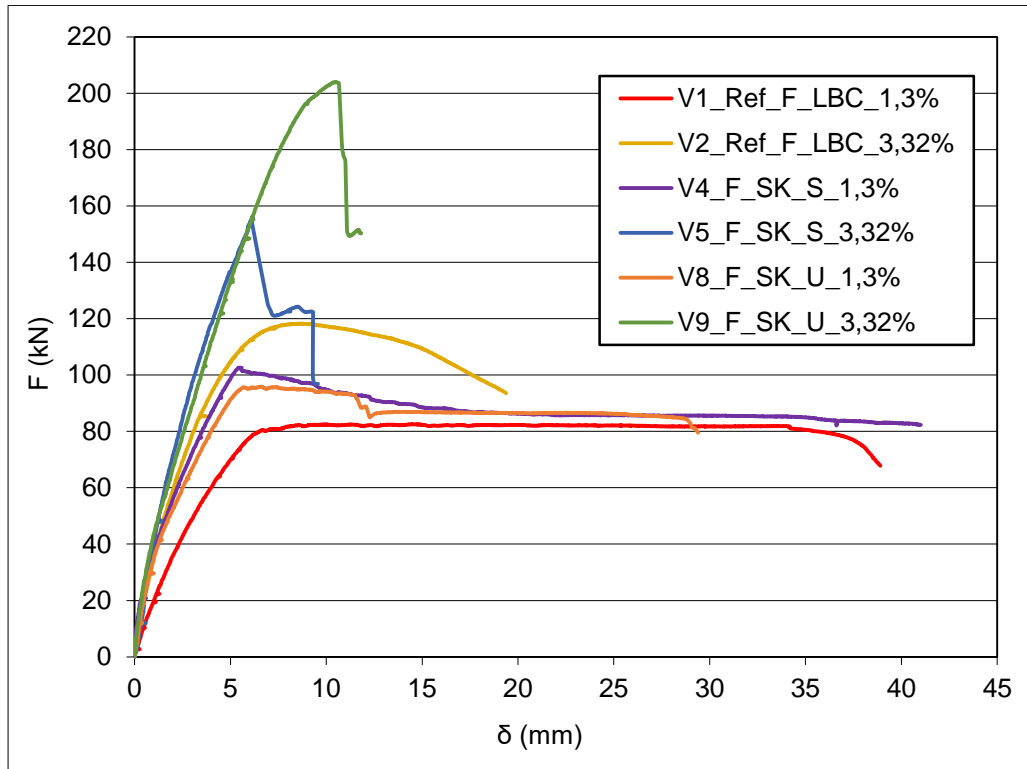


Figura 4.4 – Diagramas carga-deslocamento das vigas com rotura à flexão

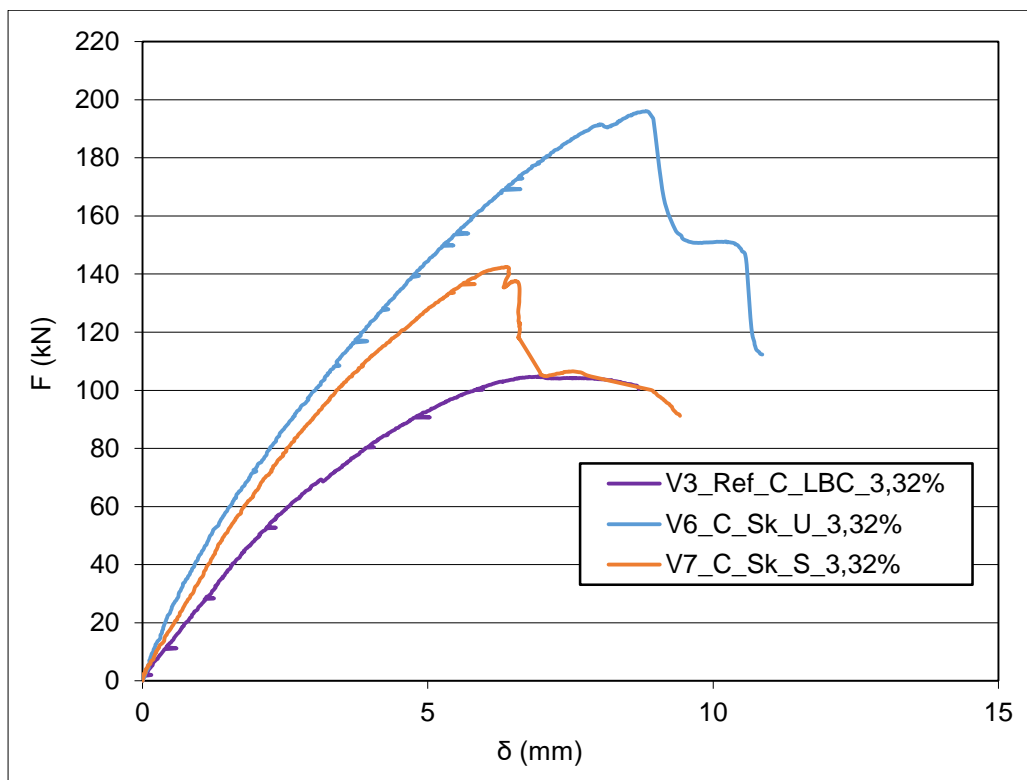


Figura 4.5 – Diagramas carga-deslocamento das vigas com rotura ao corte

No Quadro 4.1 apresentam-se os valores referentes à carga máxima ($F_{m\acute{a}x}$) e ao deslocamento máximo ($\delta_{m\acute{a}x}$) para as nove vigas ensaiadas. Neste trabalho considerou-se $F_{m\acute{a}x}$ como o valor máximo da força suportada.

Quadro 4.1 – Valores de carga e flecha dos ensaios

Tipo de Rotura	Viga	$F_{m\acute{a}x}$ (kN)	$\delta_{m\acute{a}x}$ (mm)
Flexão	V1_Ref_F_LBC_1,3%	82,57	38,90
	V2_Ref_F_LBC_3,32%	118,30	19,38
	V4_F_SK_S_1,3%	102,63	41,01
	V5_F_SK_S_3,32%	156,19	9,57
	V8_F_SK_U_1,3%	95,91	45
	V9_F_SK_U_3,32%	203,95	11,83
Corte	V3_Ref_C_LBC_3,32%	104,67	8,69
	V6_C_SK_U_3,32%	196,05	10,87
	V7_C_SK_S_3,32%	142,41	9,42

Através da observação dos valores apresentados, verificamos que na flexão o efeito da ‘superskin’ traduziu-se na obtenção de resistências superiores na peça única com taxa de armadura superior. Na taxa da armadura inferior o efeito da ‘superskin’ não é tão notório, mas apresenta igualmente ganhos quando comparados com os resultados obtidos na viga de referência. Já nas vigas com maior taxa de armadura, é evidente a influência positiva com a ‘superskin’. Assim, o efeito da ‘superskin’ nas vigas traduziu-se no aumento da rigidez com uma baixa ductilidade, de acordo com os resultados obtidos nas vigas de referência.

No corte, as conclusões são idênticas, ou seja, o efeito da ‘superskin’ é notável em ambas as peças, sendo que a peça única obteve ganhos superiores. Portanto, o efeito da ‘superskin’ trouxe resultados muito positivos, uma vez que, os valores são superiores nas vigas com utilização da ‘superskin’ em relação às vigas de referência.

4.2.1 Análise das vigas com rotura por Flexão

Da análise dos diagramas constantes na Figura 4.4 conseguem-se tirar algumas conclusões. Primeiro, os diagramas apresentam, fundamentalmente, quatro zonas diferentes (*i.e.* com inclinações diferentes):

- uma primeira zona, caracterizada por um troço reto bastante inclinado, na qual o betão ainda não se encontra fendilhado e o comportamento depende bastante das propriedades do betão. Esta zona corresponde ao “Estado I”;

- uma segunda zona, correspondente à fase entre o aparecimento da primeira fenda e a cedência das armaduras, caracterizada por um troço praticamente reto com um aumento gradual da flecha com a carga aplicada. Nesta fase o comportamento das armaduras também tem uma influência significativa no comportamento das vigas. Salienta-se também que nesta fase só é considerado o efeito do betão que ainda não fendilhou, ou seja, em compressão. Esta zona corresponde ao “Estado II”;

- uma terceira zona, compreendida entre o início de cedência das armaduras e o momento máximo; as vigas V1_Ref_F_LBC_1,3%, V4_F_SK_S_1,3% e V8_F_SK_U_1,3% caracterizam-se por grandes deformações, para incrementos de carga praticamente constantes; o comprimento deste troço é elevado nestas vigas V1_Ref_F_LBC_1,3%, V4_F_SK_S_1,3% e V8_F_SK_U_1,3%, sendo um indicativo da elevada ductilidade das vigas, uma vez que permite grandes deformações sem perder substancialmente a capacidade de carga. Esta zona é chamada de estado III;

- uma quarta zona, correspondente à zona descendente, pós-pico, visível em todas as vigas. Esta zona é conhecida como estado IV.

Segundo, observa-se que a força máxima em flexão ($F_{máx}$) ocorre na viga V9_F_SK_U_3,32% em que a ‘superskin’ forma uma peça única. Quando comparada com a viga de referência V2_Ref_F_LBC_3,32% e para o mesmo deslocamento, a força aumenta em cerca de 72%. Na peça única, viga V5_F_SK_S_3,32%, o ganho é de apenas 32% quando comparada com a viga de referência V2_Ref_F_LBC_3,32%.

As vigas com ‘superskin’ e com a taxa de armadura menor obtiveram um comportamento satisfatório, no que diz respeito à rigidez e ductilidade quando comparadas com a viga de referência com taxas mesmas características, ou seja, obtiveram uma resistência superior (cerca de 16% para a peça única e 24% para a peça separada) que as vigas sem ‘superskin’ (referência). Na taxa de armadura superior, as vigas caracterizaram-se por ter elevada rigidez, mas baixa ductilidade como era espectável, visto que quanto maior a taxa de armadura, maior será a resistência das vigas e consecutivamente menor será a ductilidade das mesmas.

Em suma, podemos afirmar que a utilização da ‘superskin’ com um betão de ultra elevado desempenho traz vantagens no comportamento e desempenho das vigas como se constatou e observou anteriormente.

4.2.2 Análise das vigas com rotura ao Corte

Através da observação dos diagramas e do quadro exibidos (Figura 4.5 e Quadro 4.1), podem-se tecer alguns comentários.

Em primeiro lugar, contacta-se que a força máxima é superior na viga V6_C_SK_U_3,32%, em que a ‘superskin’ é uma peça única, em cerca de 87% em relação à viga de referência. Na viga V7_C_SK_S_3,32% (‘superskin’ constituída por peças separadas) esse aumento é cerca de 36%. Facilmente se observa através da análise dos diagramas, que a rigidez e deformação

sofrida é superior na viga V6 ('superskin' em peça única), devido ao confinamento do LBC assegurado pela pele em UHDC mas também devido à maior resistência e maior módulo de elasticidade do UHDC.

Em segundo, o aparecimento da primeira fenda ocorre muito precocemente na viga de referência, devido à ausência de confinamento, ou seja, devido ao facto de os estribos estarem mais distanciados entre si, e devido à contribuição da maior resistência à tração do UHDC. De seguida, a ocorrência da primeira fenda acontece inicialmente na viga V6_C_SK_U_3,32% e por último na viga V7_C_SK_S_3,32%. A diferença temporal do aparecimento da primeira fenda deve-se ao facto de a peça V7_C_SK_S_3,32% se encontrar separada (as laterais encontram-se separadas da base) e portanto não existe transmissão de esforços levando ao desenvolvimento livre das fissuras de acordo com as cargas impostas.

Na zona de pós-pico, as forças descem drasticamente tendo como consequência o facto de a 'superskin' ter descolado e posteriormente se dar o esmagamento do betão na zona de compressão. Na viga V3_Ref_C_LBC_3,32% registou-se uma rotura algo inesperada junto a um dos apoios, muito provavelmente devido a deficiente amarração das armaduras nessa zona.

Também nestas vigas existe um aumento da flecha com o aumento da aplicação de carga, idêntico ao ocorrido na flexão. Constata-se que a utilização da 'superskin' traz aumentos significativos na deformação máxima da viga V6_C_SK_U_3,32%. Desta forma, mais uma vez o efeito da 'superskin' usada como peça única permite aumentar a capacidade resistente e de deformação. É de ressaltar a existência de uma considerável diminuição das deformações na viga V7_C_SK_S_3,32% (peça separada), em comparação à anterior, observável na Figura 4.5.

4.2.3 Deformada das vigas

Um aspeto que também importa analisar é a deformação das vigas para diferentes níveis de carga. Na Figura 4.6 e 4.7 apresentam-se as deformadas das vigas ensaiadas, em projeção lateral, para patamares de carga de 25 %, 50 %, 75 % e 100 % de $F_{máx}$. O traçado da deformação foi feito recorrendo aos 3 LDVTs verticais mencionados no Subcapítulo 3.8. Os diagramas apresentados na Figura 4.6 e 4.7 comportam dois eixos: abcissas (distância entre os pontos de medição, em *mm*) e ordenadas (flecha/deslocamento, em *mm*). Alerta-se para o facto dos diagramas constantes nessas mesmas figuras serem uma aproximação feita recorrendo ao *software Microsoft® Excel*, podendo existir pequenos desvios em relação à deformada real da viga.

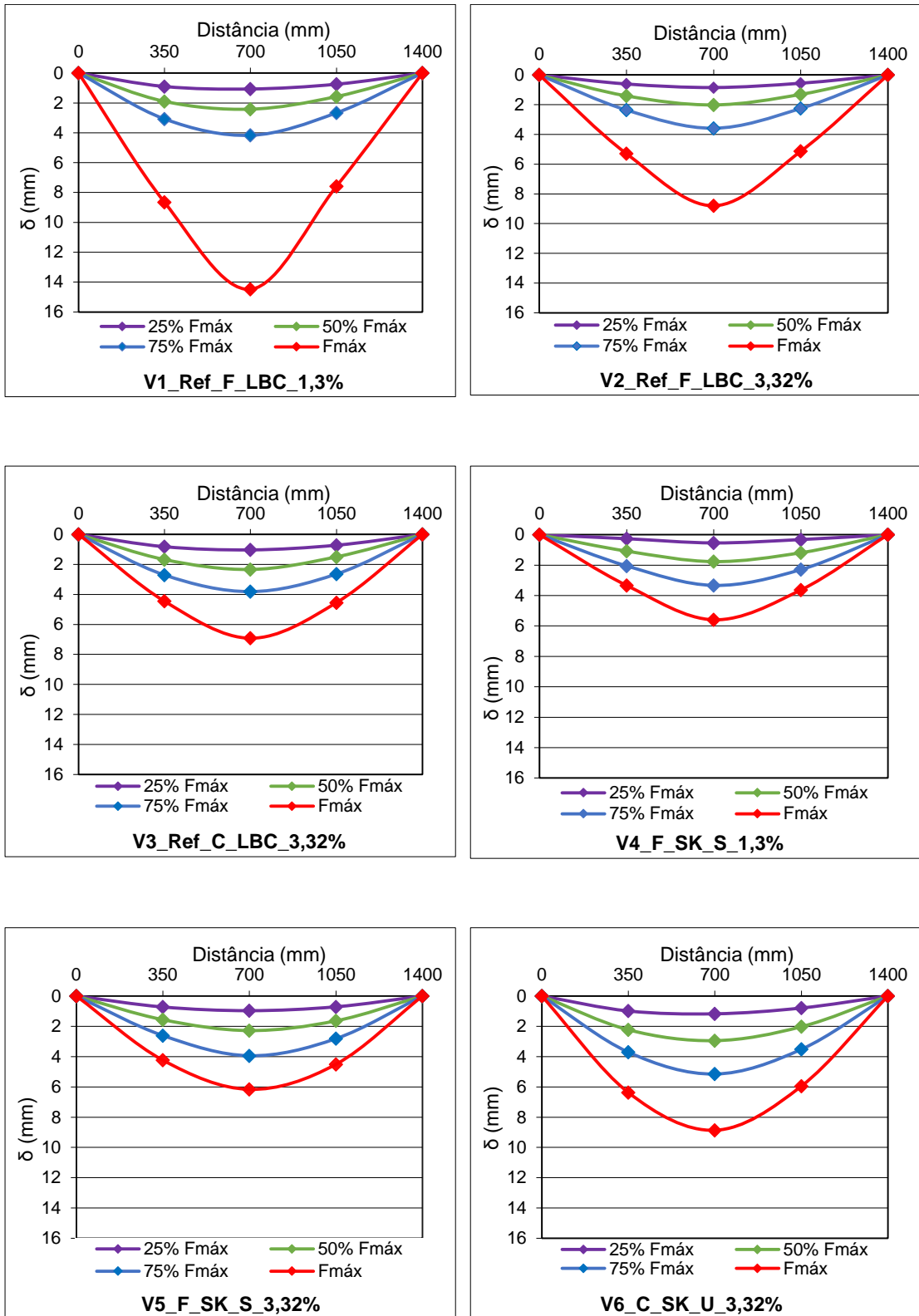


Figura 4.6– Evolução da deformação das vigas ensaiadas (I)

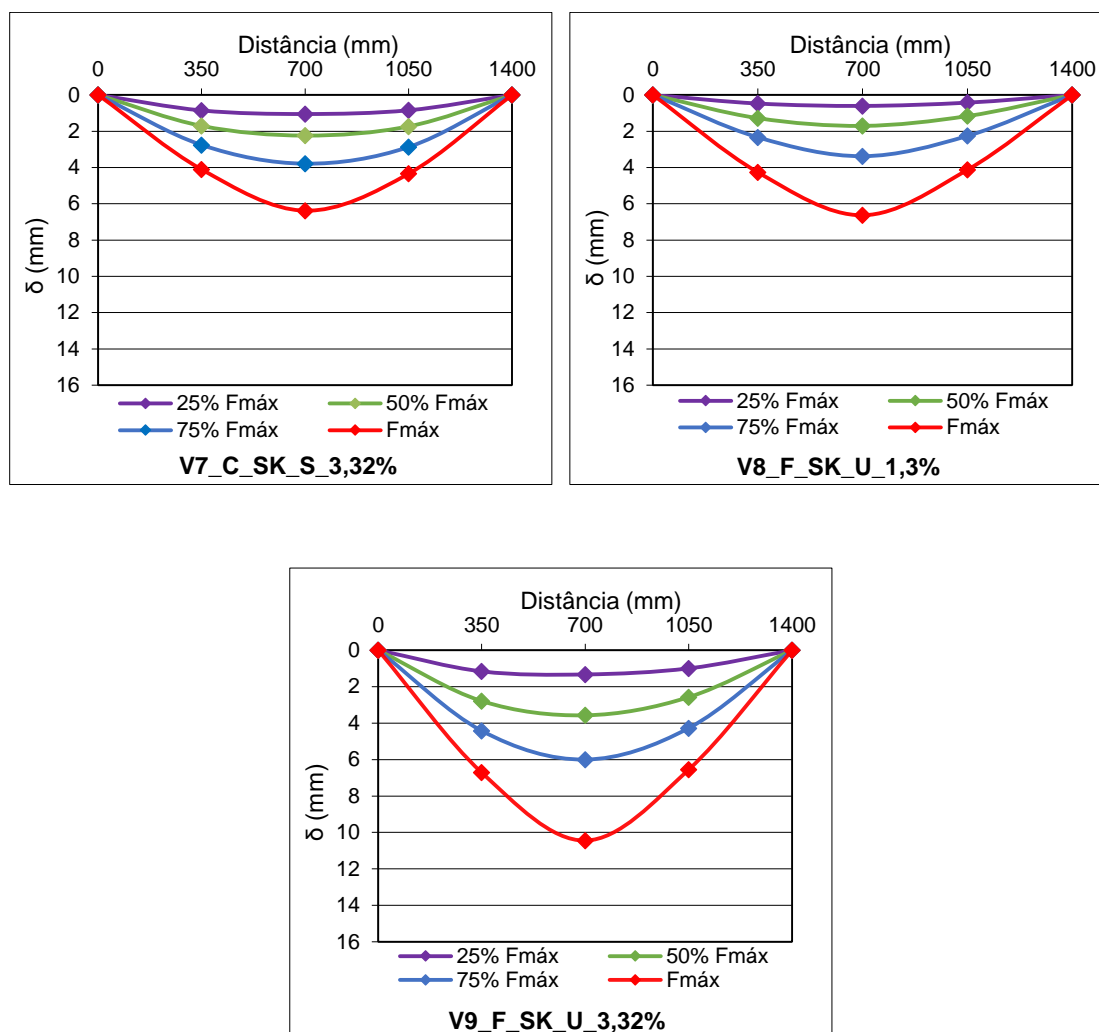


Figura 4.7 – Evolução da deformação das vigas ensaiadas (2)

Uma vez que as deformadas têm em conta a força máxima detetada nas vigas, e sendo essa variável de viga para viga, optou-se também por realizar uma comparação entre as várias vigas, para um valor de carga comum. Como tal, escolheu-se o valor de 80 kN para confrontar a flecha nas diferentes vigas (Figura 4.8).

Através de uma breve análise à Figura 4.6 e 4.7 é possível observar que as vigas de referência com rotura à flexão apresentam deformações superiores quando comparadas com as vigas com ‘superskin’. As vigas em que a ‘superskin’ forma uma peça única apontam para valores de deformação superior em relação às vigas com peça separada. As vigas com a taxa de armadura de tração mais elevada têm, como era esperado, uma deformação inferior, com exceção da viga V9 em que a deformação é superior. É ainda perceptível que a variação de deformação mais significativa ocorre após a aplicação de pelo menos 75 % da carga, o que poderá estar relacionado com perdas de rigidez originadas pela existência de uma fendilhação mais acentuada.

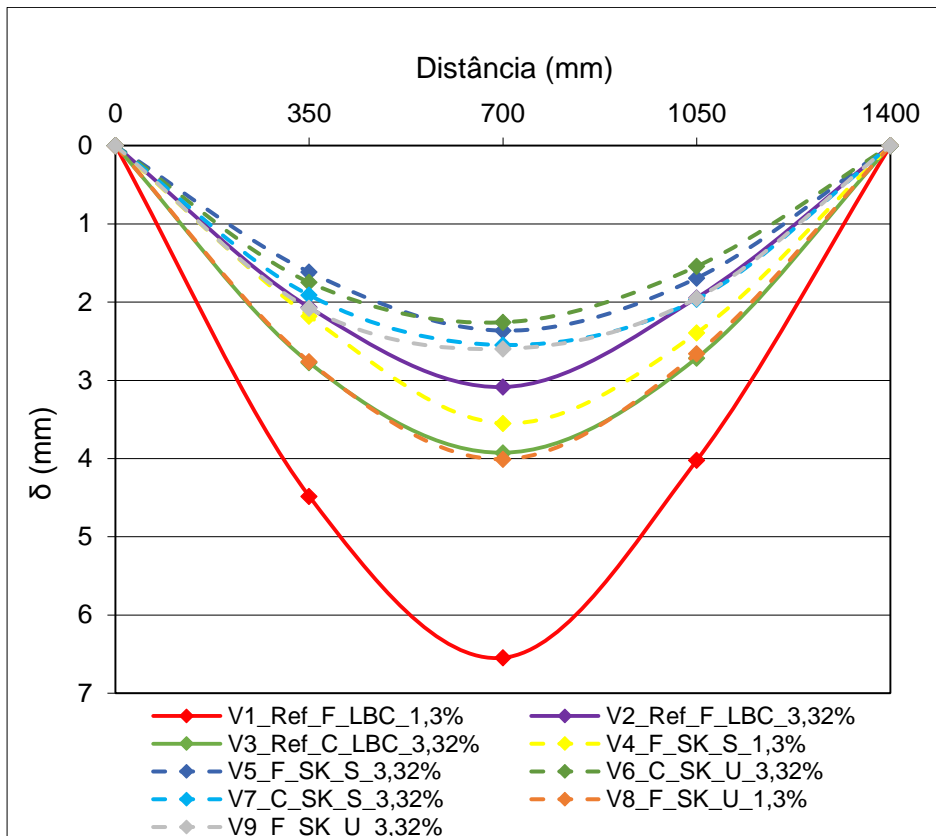


Figura 4.8 – Deformação das vigas ensaiadas - F = 80 kN

Analisando a Figura 4.8 é possível observar que, para o mesmo estágio de força, as vigas com ‘superskin’ apresentam uma diminuição da deformação relativamente às vigas de referência. Na rotura à flexão, as vigas com a peça separada possuem um desempenho superior no que diz respeito à rigidez enquanto na rotura ao corte acontece o contrário, ou seja, a viga em que a ‘superskin’ forma uma peça única é a que apresenta rigidez superior e consequentemente deformações inferiores.

Assim, constata-se uma tendência claramente benéfica com a incorporação das fibras no UHDC, ou seja, a ‘superskin’ trouxe ganhos consideráveis na resistência das vigas. O aumento da taxa de armadura de tração, tal como esperado, leva a aumentos de rigidez e diminuição das deformações.

4.3 Relação Momento - Curvatura

A curvatura na região crítica da viga, zona de momentos máximos (zona central), com comprimento de 0,24 m, foi determinado usando dois métodos diferentes.

Método 1

O método 1 constitui a forma mais direta e genérica de calcular a curvatura, através da inclinação da reta das extensões. Essas extensões foram determinadas através dos transdutores de deslocamento horizontais (Figura 4.9).

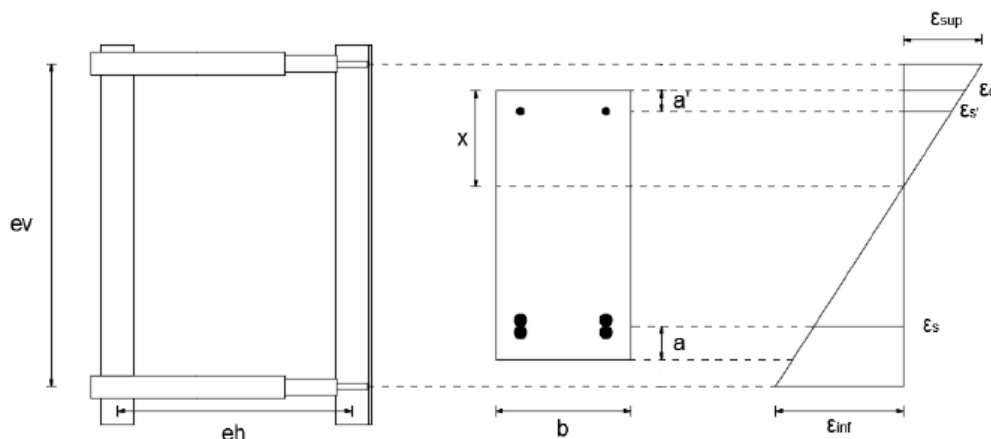


Figura 4.9 – Esquemas para cálculo da curvatura (Saldanha *et al*, 2012)

Assim, para o cálculo dos valores de curvatura considerou-se a expressão 4.1 como base, porque a curvatura corresponde à inclinação da reta das extensões:

$$1/r \text{ (m}^{-1}\text{)} = \frac{|\varepsilon_c| + |\varepsilon_s|}{d} \quad (4.1)$$

Legenda: $1/r$ - curvatura da seção (m^{-1}); ε_c – valor da extensão no betão; ε_s – valor da extensão do aço na armadura tracionada; d – altura útil da seção (m);

Método 2

O método 2 é baseado na integração da linha elástica e na deformada da viga, que foi determinada usando os LVDTs posicionados em determinadas seções, a meio vão e a um quarto do vão, como descrito no capítulo anterior.

No cálculo dos valores da curvatura pelo método 2 foi utilizada a seguinte expressão como base:

$$1/r \text{ (m}^{-1}\text{)} = \frac{M}{EI} = \frac{d^2_y}{dx^2} \quad (4.2)$$

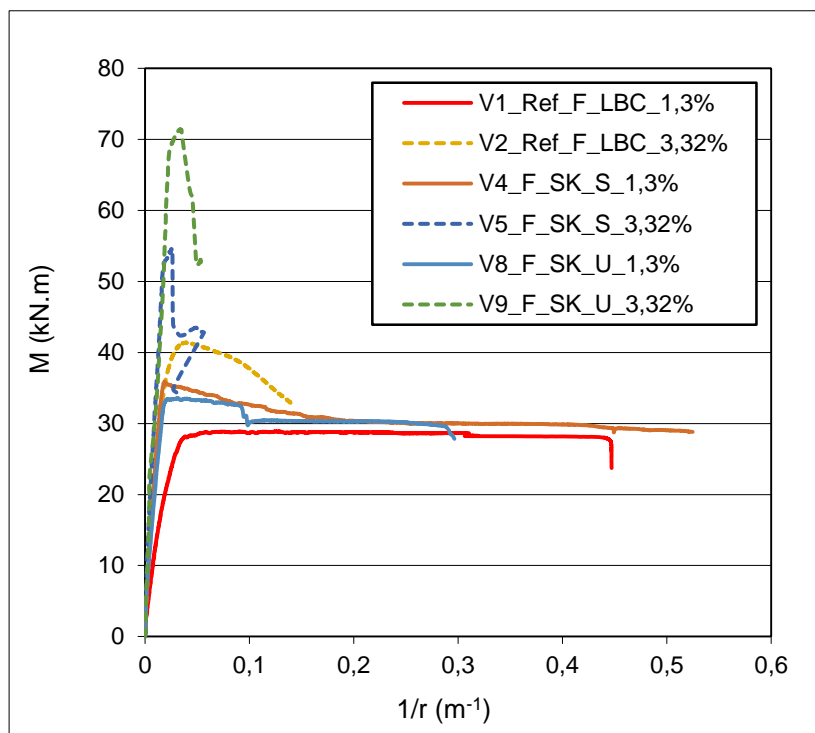
Legenda: $1/r$ – curvatura da seção (m^{-1}); M – momento (kN); EI – rigidez ($kN.m^2$); y – deslocamento vertical da viga; x – distância da seção em estudo em relação à origem.

Tendo em conta a expressão constatou-se que a equação que define a deformada da viga é um polinómio do 3º grau:

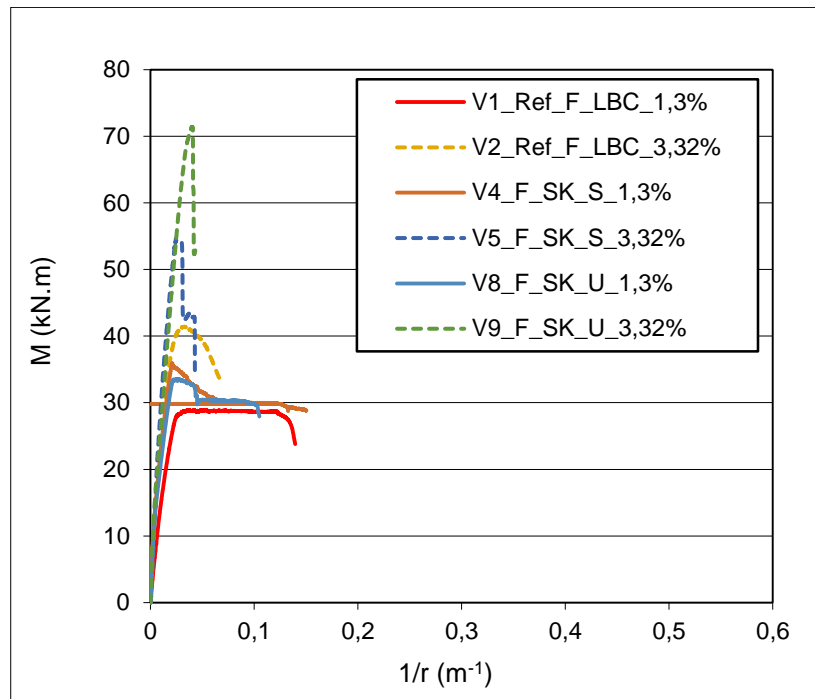
$$y = ax^3 + bx^2 + cx + d \quad (4.3)$$

Todos os procedimentos e expressões utilizadas (incluindo as expressões dos cálculos intermédios) para determinar a curvatura das vigas pelos 2 métodos são apresentadas em pormenor no Anexo D.

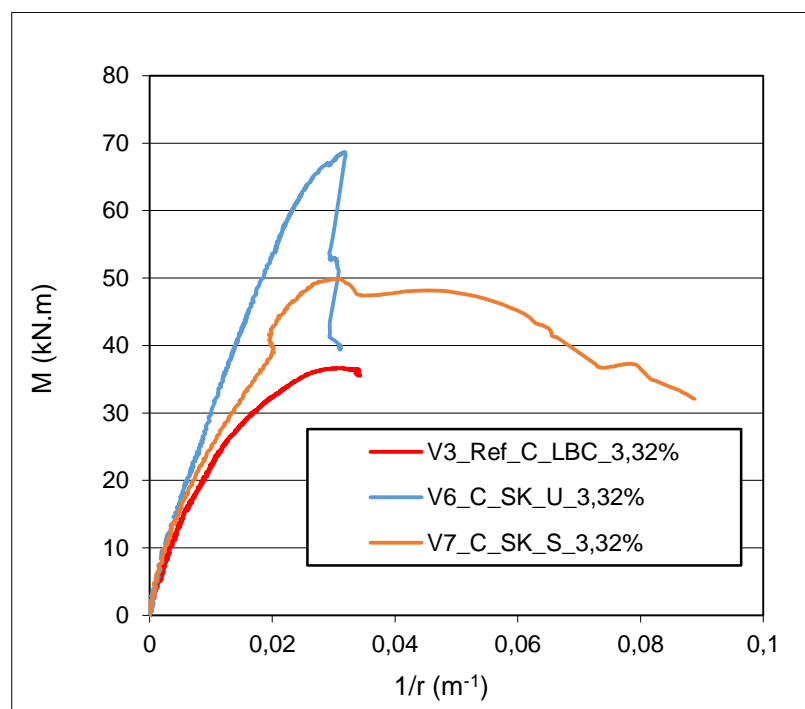
Os valores obtidos pelos 2 métodos, para a curvatura, encontram-se nos diagramas $M-1/r$ das Figuras 4.10 e 4.11. No Anexo E e F são apresentados os resultados para cada viga, tendo em conta a análise feita pelos 2 métodos evidenciando as diferenças de comportamento entre as diferentes vigas e métodos.



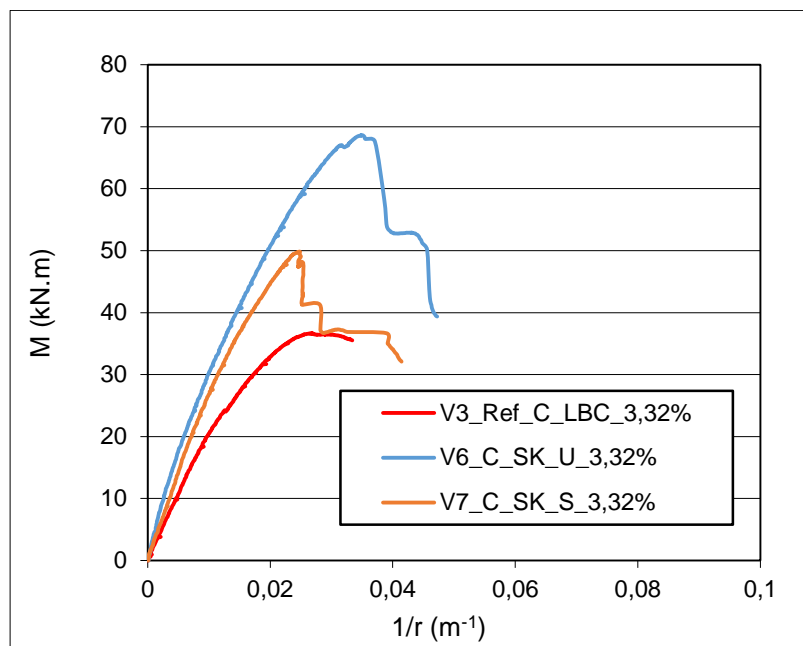
a) Método 1



b) Método 2

Figura 4.10 – Diagramas $M-1/r$ das vigas com rotura à flexão (a, b)

a) Método 1



b) Método 2

Figura 4.11 – Diagramas $M-1/r$ das vigas com rotura ao corte (a, b)

Da análise dos gráficos anteriores observa-se que a inclinação das retas difere nos dois métodos. É também evidente, que as curvaturas determinadas pelo Método 1 são superiores às curvaturas pelo Método 2, que se compreende pelo facto do Método 1 determinar a curvatura apenas na zona mais crítica da viga (zona onde há maiores deformações) e no Método 2 a curvatura na zona crítica foi determinada tendo em consideração a deformada de toda a viga.

4.3.1 Análise das vigas com rotura por Flexão

Seguidamente são apresentados os diagramas $M-1/r$ para a mesma taxa de armadura, nas vigas com rotura à flexão, com intuito de ser perceptível as diferenças da utilização da ‘superskin’ como peça única ou como peça separada (Figuras 4.12 e 4.13).

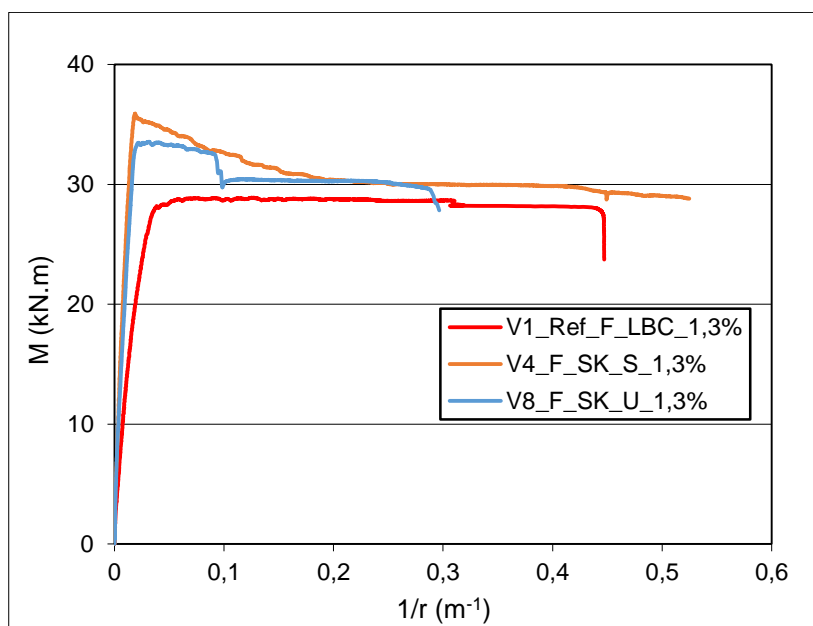


Figura 4.12 – Diagramas $M-1/r$ das vigas com rotura à flexão ($\rho=1,3\%$) - Método 1

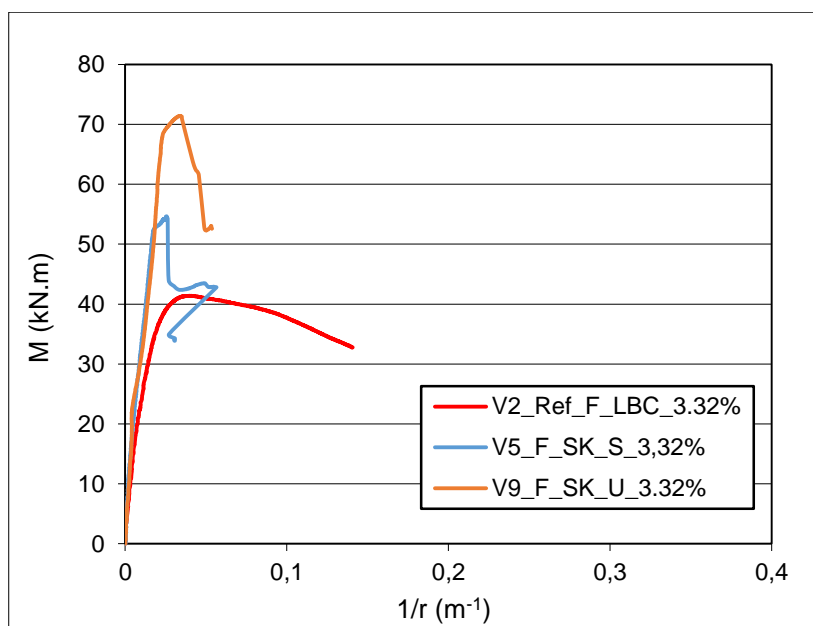


Figura 4.13 – Diagramas $M-1/r$ das vigas com rotura à flexão ($\rho=3,32\%$) - Método 1

Antes de qualquer análise, existe um pormenor que é altamente evidente pela análise das figuras anteriores: há um andamento invulgar na da curva $M-1/r$ da viga V5_F_SK_S_3,32% na parte final do ensaio. Tal facto, deveu-se à descolagem dos LVDTs horizontais da superfície. Nesta viga observa-se, também, que o valor máximo é inferior, portanto, menor capacidade resistente, à viga em que a ‘superskin’ é uma peça única, e esta redução deve-se ao descolamento da face inferior da ‘superskin’.

Analisando os diagramas constantes na Figura 4.12 e 4.13, constata-se que as vigas, de referência e com utilização da ‘superskin’ como peça separada, apresentam maiores valores de curvatura do que a viga com a utilização da ‘superskin’ como peça única. Tendo em conta que o andamento das curvas $M-1/r$ é muito idêntico ao das curvas $F-\delta$, as conclusões que se retiram são semelhantes.

4.3.2 Análise das vigas com rotura ao Corte

Para a análise da rotura ao corte são apresentadas as curvas $M-1/r$ das vigas na Figura 4.14.

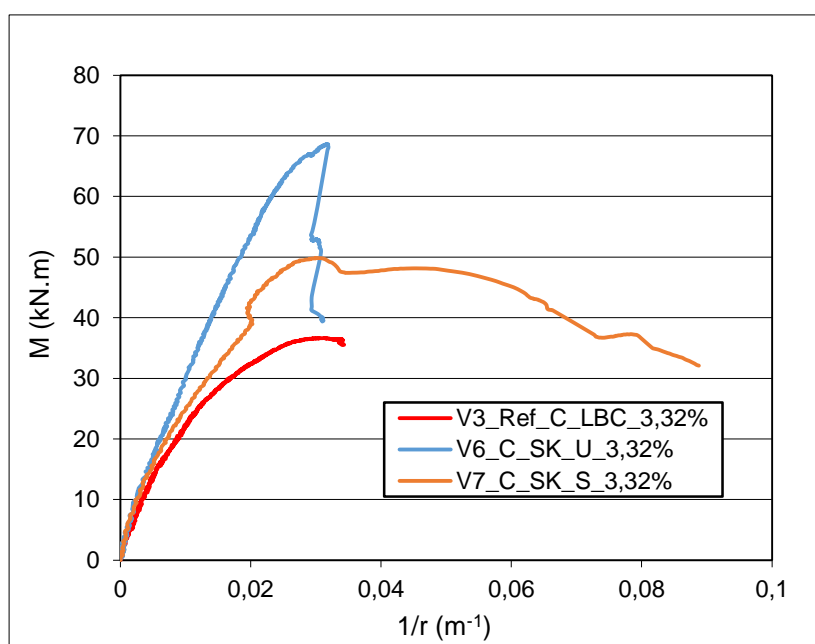


Figura 4.14 – Diagramas $M-1/r$ das vigas com rotura ao corte - Método 1

Da análise das curvas das vigas com rotura ao corte, verifica-se que a utilização da ‘superskin’ levou a um aumento dos valores da curvatura máxima. Constata-se que a viga com a ‘superskin’ como peça única apresenta um comportamento mais frágil, mas apresenta uma maior capacidade resistente. Por outro lado, a viga em que a ‘superskin’ se encontra separada em três peças apresenta um comportamento mais dúctil, ou seja, a curvatura máxima é superior.

4.4 Análise da Rigidez à Flexão

A evolução da rigidez com a carga aplicada até à rotura é importante para se compreender o comportamento estrutural da viga. A rigidez à flexão de um elemento (EI) é definida pelo produto entre o módulo de elasticidade do material e a inércia da secção homogénea equivalente, pelo que uma viga de betão armado será tanto mais rígida quanto maior for o

módulo de elasticidade do betão, bem como, quanto maior for a inércia da secção e quanto maior for a percentagem de armadura longitudinal.

Prevedendo-se, à partida, que a rigidez diminua à medida que o ensaio vai decorrendo, por consequência do aumento do valor da flecha e da correspondente evolução das extensões nos materiais, levando ao aparecimento e evolução da fendilhação. Deste modo, faz-se uma análise separada do valor da rigidez para o “Estado I” (ou “Estado não fendilhado”) e para o “Estado II” (ou “Estado fendilhado”). Primeiro realiza-se uma estimativa teórica e posteriormente, com base nos dados experimentais registados, determina-se a rigidez à flexão experimental para as nove vigas ensaiadas.

4.4.1 Rigidez Teórica

O cálculo da rigidez teórica ($EI_{I,teo}$ e $EI_{II,teo}$) realiza-se da mesma forma para todas as vigas, quer tenham ou não ‘superskin’. A previsão teórica do valor da rigidez para o “Estado I” ($EI_{I,teo}$), considerando a secção de betão homogeneizada, é mais simples, uma vez que nesta fase toda a secção contribui para a rigidez, pois a fendilhação do betão ainda não ocorreu. No que diz respeito à previsão da rigidez para o “Estado II” ($EI_{II,teo}$), esta é mais complexa, uma vez que, a secção já se encontra fendilhada, na maioria da zona tracionada, pelo que o valor respeitante à inércia da secção de betão considera apenas a zona comprimida. Daí ser necessária numa primeira fase do cálculo determinar a profundidade do eixo neutro.

Todos os procedimentos e expressões de cálculo utilizados (incluindo as expressões dos cálculos intermédios), para determinar o $EI_{I,teo}$ e o $EI_{II,teo}$ das vigas de ensaio à flexão, são apresentados em pormenor no Anexo J.

No Quadro 4.2 apresentam-se os valores de $EI_{I,teo}$ e $EI_{II,teo}$ calculados.

Quadro 4.2 – Valores teóricos da rigidez

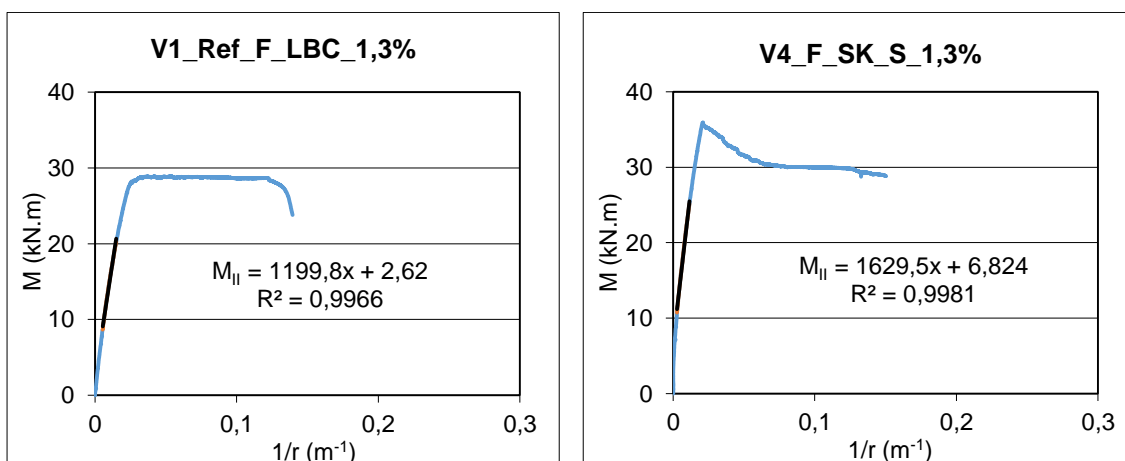
Tipo Rotura	Viga	$EI_{I,teo}$ ($kN.m^2$)	$EI_{II,teo}$ ($kN.m^2$)
Flexão	V1_Ref_F_LBC_1,3%	4477,58	1319,57
	V4_F_SK_S_1,3%	5121,12	1326,62
	V8_F_SK_U_1,3%	5121,12	1326,62
	V2_Ref_F_LBC_3,32%	4688,34	2204,60
	V5_F_SK_S_3,32%	5311,35	2581,44
	V9_F_SK_U_3,32%	5311,35	2581,44
Corte	V3_Ref_C_LBC_3,32%	4774,66	2353,94
	V6_C_SK_U_3,32%	5394,01	2683,22
	V7_C_SK_S_3,32%	5394,01	2683,22

Através da análise do Quadro 4.2, constata-se que com a utilização da ‘superskin’ a rigidez no “Estado I” aumenta entre 13% e 14% quando comparado com as vigas de referência. No “Estado II a utilização da ‘superskin’ apresenta aumentos mais significativos nas vigas com maiores taxas de armadura de tração, cerca de 17%. Salienta-se que não existe diferença nos valores da rigidez, tanto no “Estado I” como no “Estado II”, entre as vigas que têm a ‘superskin’ como peça única ou como peças separadas.

Relativamente às vigas com rotura ao corte, a utilização da ‘superskin’ no “Estado I” a rigidez aumenta cerca de 13% e cerca de 14% no “Estado II”, portanto apresenta efeitos positivos. Mais uma vez salienta-se que não existe diferença na rigidez entre as vigas que têm a ‘superskin’ como peça única ou como peças separadas.

4.4.2 Rigidez Experimental

Experimentalmente, a rigidez é avaliada através do declive de duas retas traçadas na curva $M-I/r$, uma para o primeiro troço reto (“Estado I”), antes da fendilhação, e outra para o segundo troço reto (“Estado II”), após a fendilhação. No entanto, devido ao facto das curvas apresentarem dispersões iniciais consideráveis e ser muito difícil a identificação da transição entre o “Estado I” e o “Estado II”, não foi possível determinar o $EI_{I,exp}$ (por ajustamento de uma reta) de uma forma que fosse exata e inequívoca. Por esse motivo, não são apresentados os seus valores. Para a determinação do $EI_{II,exp}$ considerou-se a reta de ajuste a iniciar num ponto correspondente a 30 % do $M_{máx}$ e a terminar num ponto correspondente a 70 % do $M_{máx}$ (ajustando-se a melhor correlação possível com os valores $M-I/r$ nesse conjunto de intervalos). Este critério foi definido para garantir uma uniformidade na metodologia usada na determinação de $EI_{II,exp}$.



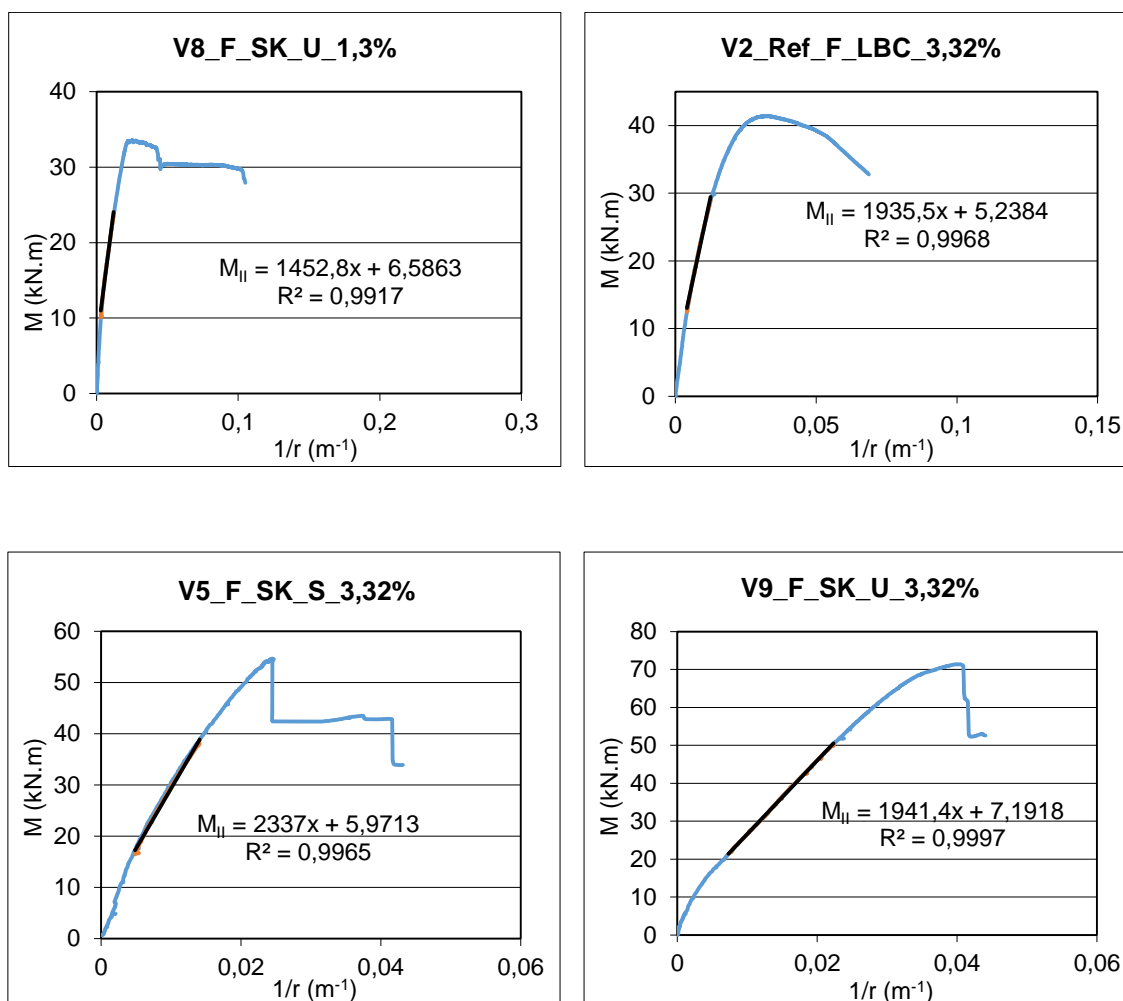


Figura 4.15 – Diagramas M-1/r para análise da rigidez experimental

Traçou-se uma reta de tendência (para o “Estado II”), sobre a curva experimental de $M-1/r$, e posteriormente o seu declive, que corresponde à rigidez para esse estado (Expressão 4.4).

$$1/r \text{ (m}^{-1}\text{)} = \frac{M}{EI} \quad (4.4)$$

No Quadro 4.3 apresentam-se os valores de $EI_{II,exp}$ (apenas), determinados.

Compreende-se, pela análise do Quadro 4.3, que os valores de $EI_{II,exp}$ se encontram ligeiramente dispersos. Ainda assim, nota-se que as vigas com a taxa de armadura de tração superior são as que apresentam os maiores valores de rigidez. As vigas com maior rigidez foram a V4_F_SK_S_1,3% e a V5_F_SK_S_3,32%, para armadura de tração de 1,3% e 3,32%, respetivamente.

Quadro 4.3 – Valores experimentais da rigidez

Tipo Rotura	ρ (%)	Viga	$EI_{II,exp}$ ($kN.m^2$)
Flexão	1,3%	V1_Ref_F_LBC_1,3%	1199,8
		V4_F_SK_S_1,3%	1629,5
		V8_F_SK_U_1,3%	1452,8
	3,32%	V2_Ref_F_LBC_3,32%	1935,5
		V5_F_SK_S_3,32%	2337
		V9_F_SK_U_3,32%	1941,4
Corte	3,32%	V3_Ref_C_LBC_3,32%	1664
		V6_C_SK_U_3,32%	1629,5
		V7_C_SK_S_3,32%	2271,9

Quanto ao efeito da camada de proteção ('superskin'), verifica-se que ter ou não a 'superskin' como peça única não tem uma influência muito grande na rigidez no "Estado II", sendo a rigidez ligeiramente superior no caso em a 'superskin' é constituída por peças separadas, mas em ambos os casos se verifica que a aplicação da 'superskin' aumenta a rigidez relativamente às vigas de referência.

Através da análise ao Quadro 4.3 é também possível observar, tal como acontece nas vigas com rotura à flexão, que nas vigas com rotura por corte, a rigidez no "Estado II" é superior no caso em que a 'superskin' é constituída por peças separadas.

4.4.3 Comparação da rigidez à flexão teórica e experimental

Nesta secção apresentam-se as Figuras 4.16 e 4.17, os valores de EI calculados experimentalmente e teoricamente (estado I e estado II), para as vigas com a aplicação da 'superskin' como peça única e como peça separada, tendo em conta as duas taxas de armadura consideradas. Assim, sobrepõem-se as duas retas horizontais, correspondentes aos valores da rigidez para os estados I e II, nos gráficos $EI - M$, para os dois conjuntos de vigas (V4_F_SK_S_1,3% e V8_F_SK_U_1,3%; V5_F_SK_S_3,32% e V9_F_SK_U_3,32%), permitindo, assim, uma melhor perceção da evolução da rigidez, ao longo do ensaio, comparativamente ao previsto teoricamente.

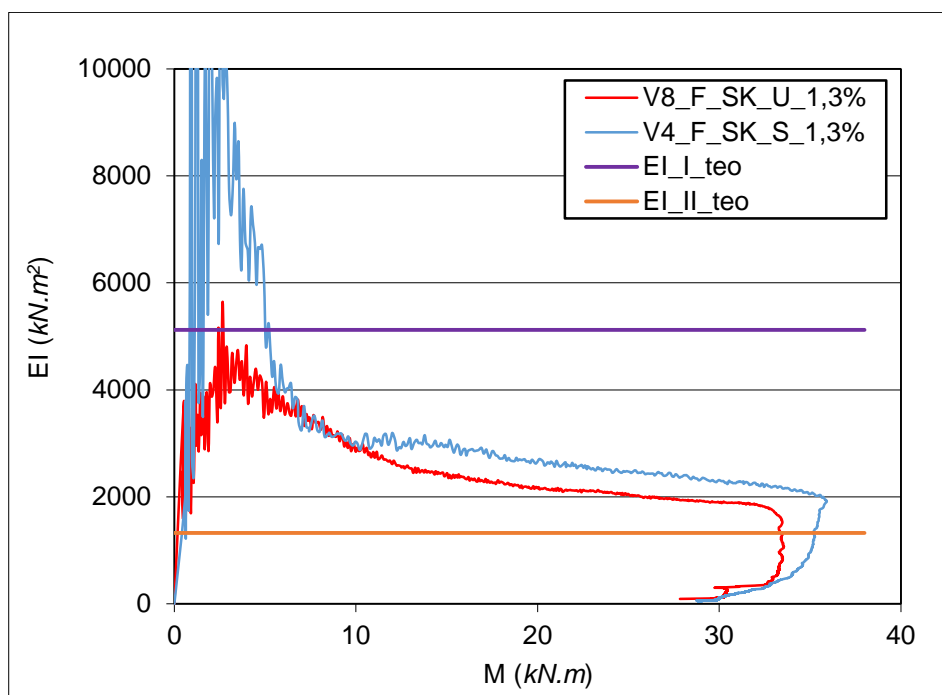


Figura 4.16– Comparação da rigidez teórica e experimental para as vigas V4_F_SK_S_1,3% e V8_F_SK_U_1,3%

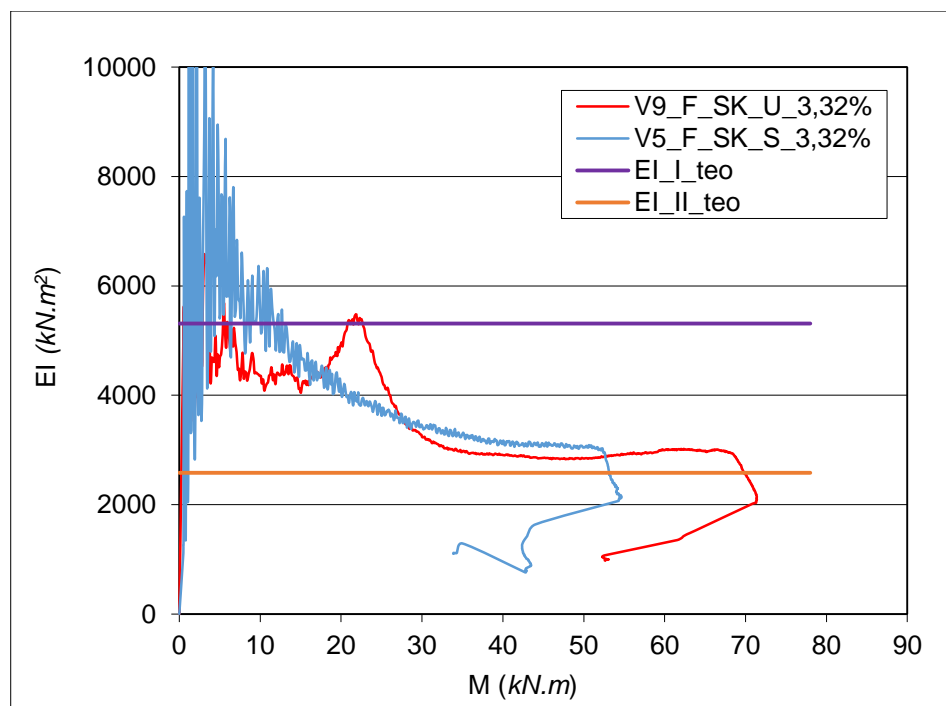


Figura 4.17– Comparação da rigidez teórica e experimental para as vigas V5_F_SK_S_3,32% e V9_F_SK_U_3,32%

Verifica-se que as vigas com taxa de armadura inferior apresentam valores de rigidez teórica, para o estado I, um pouco inferiores ao das vigas com taxa de armadura superior; o mesmo acontece para o estado II, constatando-se, no entanto, que os valores são muito mais baixos.

Note-se que os resultados obtidos experimentalmente revelam no início do ensaio valores extremamente elevados. Tal deve-se ao facto de existir, no início do carregamento, um ajustamento da viga, relativamente aos apoios e, além disso, nesta fase os deslocamentos são muito reduzidos, portanto, qualquer pequena perturbação no deslocamento provoca grandes variações na rigidez.

Comparando a análise teórica com a obtida experimentalmente, verifica-se que, para o estado I, o valor de EI teórico é sempre inferior ao obtido experimentalmente. Note-se também que o desvio de valores é superior nas vigas com a utilização da ‘superskin’ com as laterais separadas da base (peça separada) em relação às vigas com a utilização da ‘superskin’ como peça única.

Para o estado II verificou-se, que os valores teóricos são próximos dos experimentais mas, tal como se previa, por efeito do *tension stiffening effect*, os valores experimentais foram superiores aos valores determinados teoricamente. Assim, os resultados obtidos experimentalmente deveriam enquadrar-se entre as retas I e II.

Entretanto, o valor teórico da rigidez no estado II é calculado com base em cálculos aproximados e, como tal, tem erros associados.

Também na Figura 4.18 foi possível constatar que os valores de EI calculados teoricamente (estado I e estado II) foram de encontro aos valores obtidos experimentalmente, para as vigas ‘superskin’ com rotura por esforço transversal. Assim, mais uma vez, sobrepõem-se as duas retas horizontais, correspondentes aos valores da rigidez para os estados I e II, nos gráficos $EI - M$, permitindo, uma melhor compreensão da evolução da rigidez ao longo do ensaio, comparativamente ao previsto teoricamente.

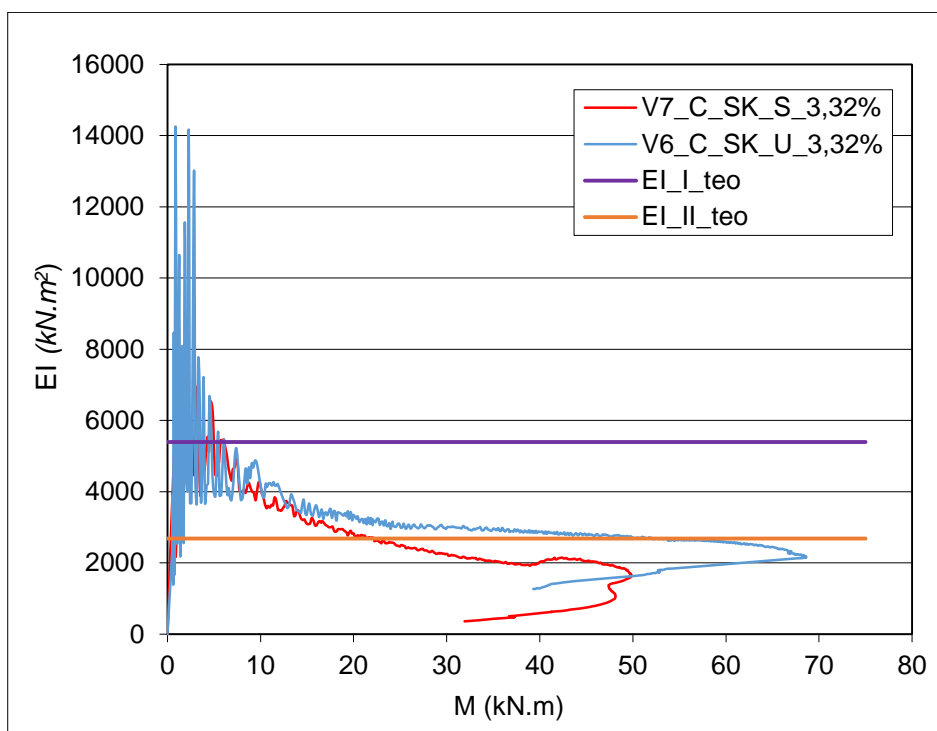


Figura 4.18 – Comparação da rigidez teórica e experimental para as vigas V6_C_SK_U_3,32% e V7_C_SK_S_3,32%

Nas vigas com rotura ao corte, surpreendentemente, verifica-se que a viga com a utilização da ‘superskin’ como peça única apresenta valores de rigidez muito superiores à viga com a ‘superskin’ separada. Tal como nas vigas com rotura à flexão, é perceptível no início valores de rigidez extremamente elevados, e os motivos para o aparecimento destes valores foram já mencionados anteriormente.

Para o estado II verificou-se, na generalidade, um valor teórico elevado, quando confrontado com a evolução experimental. Também nestas vigas se verifica que os valores experimentais são inferiores aos valores determinados teoricamente, em quase todo o ensaio, devido ao efeito de *tension stiffning effect*.

4.5 Análise da Capacidade Resistente

Neste capítulo são analisados dois parâmetros essenciais, destacando-se os momentos associados ao comportamento estrutural das vigas, o momento máximo registado experimentalmente e o momento máximo previsto teoricamente, e os valores do esforço transversal, estando incluídos neste, o esforço transversal máximo registado experimentalmente e o esforço transversal máximo previsto teoricamente. Pretende-se com esta análise estudar, mais uma vez, a influência da utilização da ‘superskin’ no comportamento de vigas com diferentes taxas de armadura longitudinal, bem como a sua aplicação, numa peça única ou em peças separadas (as laterais separadas da base).

4.5.1 Análise dos Valores de Momento

4.5.1.1 Momento Teórico

Numa fase inicial, foi feita uma avaliação dos valores teóricos dos momentos resistentes (M_{teo}) nas vigas de ensaio com rotura à flexão, com o objetivo de fazer uma previsão dos valores experimentais e uma posterior comparação com estes.

Refere-se, antes de avançar para os cálculos, que os valores característicos (e.g. f_{ck}), usualmente propostos pelos regulamentos, foram substituídos pelos valores médios (e.g. f_{cm}, cil), uma vez que, estes são mais adequados para uma melhor comparação com os resultados experimentais.

M_{teo} – Vigas de referência

A determinação do valor do momento resistente (M_{teo}), e posteriormente a carga máxima teórica, das vigas V1_Ref_F_LBC_1,3% e V2_Ref_F_LBC_3,32%, foi feita de acordo com uma distribuição retangular equivalente de tensões de compressão (Figura 4.19), segundo o procedimento preconizado no EC2, como simplificação do diagrama real.

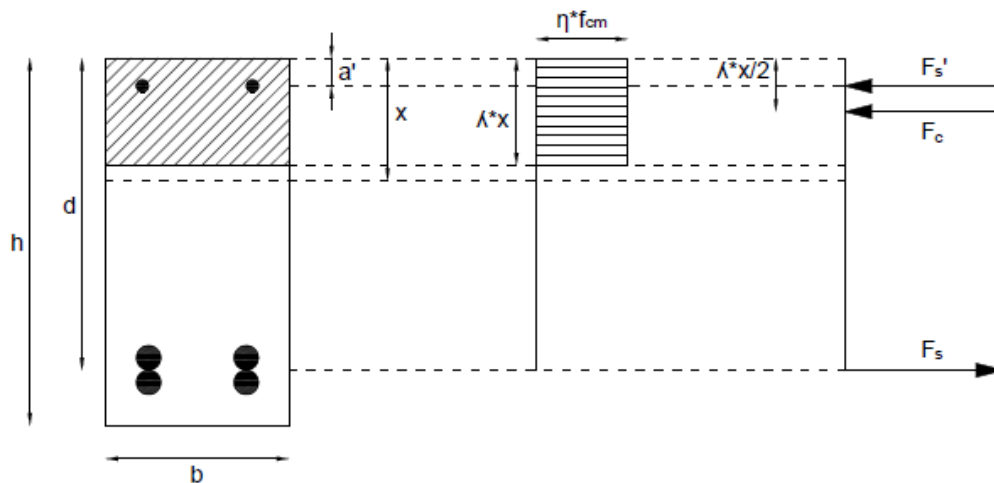


Figura 4.19 – Distribuição tensões para cálculo do M_{teo} - vigas de referência

Assim, o valor de M_{teo} foi calculado através da Expressão 4.5:

$$M_{teo} (kN.m) = F_s' \times (d - a') + F_c \times \left(d - \frac{\lambda \times x}{2} \right) \quad (4.5)$$

Legenda: F_s' - força na armadura comprimida (kN); d - altura útil da seção (m); a' - distância entre a armadura comprimida e a face superior da seção (m); F_c - força no betão (kN); λ e η - coeficientes (EC2);

M_{teo} – Vigas com superskin reforçada com fibras

A determinação do valor de M_{teo} para as vigas com superskin (V4_F_SK_S_1,3%; V5_F_SK_S_3,32%; V8_F_SK_U_1,3%; V9_F_SK_U_3,32%) foi feita de uma forma semelhante para o caso sem fibras, contando-se o contributo adicional da força de tração e de compressão resultante da presença das fibras na ‘superskin’. Para o efeito seguiram-se as recomendações apresentadas no Model Code 2010 (Março 2012) (Figura 4.20).

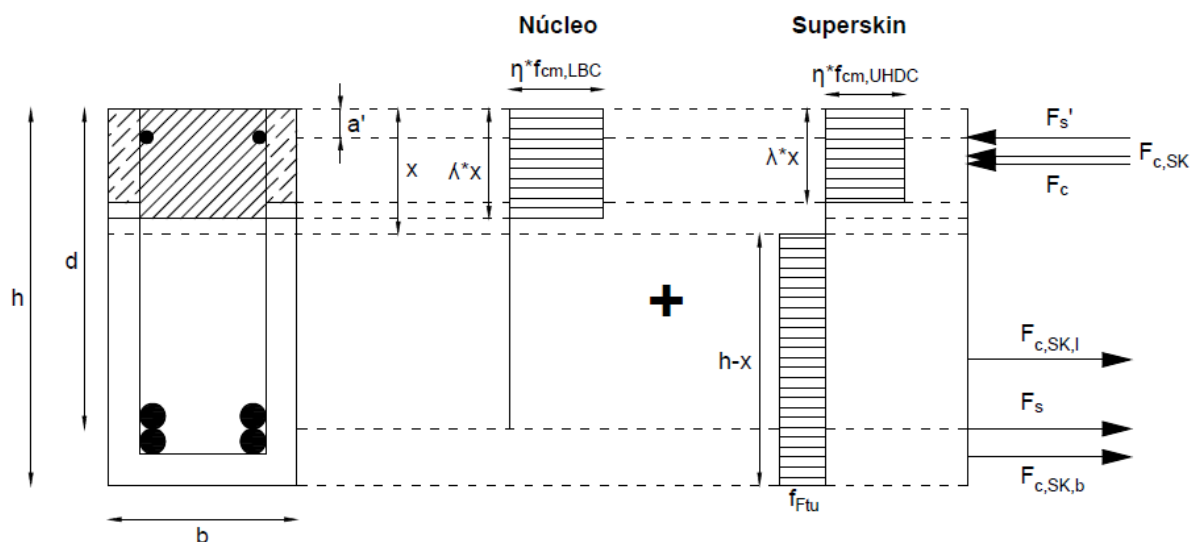


Figura 4.20 – Distribuição de tensões para cálculo do M_{teo} - vigas com ‘superskin’

O valor de M_{teo} foi calculado através da Expressão 4.6:

$$M_{teo}(kN.m) = F_s' \times (d - a') + F_c \times \left(d - \frac{\lambda \times x}{2} \right) + F_{c,SK} \times \left(d - \frac{\lambda \times x}{2} \right) \quad (4.6)$$

$$- F_{c,SK,l} \times \left((d - x) - \left(\frac{h - x}{2} \right) \right) + F_{c,SK,b} \times \left(a' - \frac{c}{2} \right)$$

Legenda: F_s' - força na armadura comprimida (kN); d - altura útil da seção (m); a' - distância entre a armadura comprimida e a face superior da seção (m); h - altura da seção (m) F_c - força no betão (kN); λ e η - coeficientes (MC2010); x - profundidade do eixo neutro (m); $F_{c,SK}$ - força de compressão no betão na zona da ‘superskin’ (kN); $F_{c,SK,l}$ - força de tração no betão na lateral da ‘superskin’ (kN); $F_{c,SK,b}$ - força de tração no betão na base da ‘superskin’ (kN); ϵ_{cu3} - extensão última do betão (%); ϵ_s - extensão do aço da armadura comprimida (%); c - espessura da ‘superskin’;

Todos os procedimentos e expressões utilizadas (incluindo as expressões dos cálculos intermédios), para determinar o M_{teo} das vigas de referência e com a ‘superskin’, são apresentados em pormenor no Anexo G.

Os valores dos momentos teóricos (M_{teo}) estão resumidos no Quadro 4.4, bem como a posição do eixo neutro e o valor médio da tensão de rotura do betão à compressão das vigas ensaiadas.

No cálculo dos valores de M_{teo} , para as vigas estudadas, a posição do eixo neutro (x) desempenha um papel importante. A tendência será a de o valor de x diminuir com o aumento da resistência, exceto no caso em que se incluam fibras no material, contribuindo estas para um ligeiro aumento desse valor, devido à sua capacidade de restrição da propagação das fendas. Através da análise do Quadro 4.4 verifica-se o descrito anteriormente, de um modo geral, com as vigas com taxa de armadura superior e com a utilização da ‘superskin’ visto que apresentam valores superiores de x , seguidas das vigas com taxa de armadura inferior e com a utilização da ‘superskin’.

Quadro 4.4 – Valores teóricos do momento

Viga	$f_{cm,cil}$ (MPa)	x (m)	M_{teo} (kN)
V1_Ref_F_LBC_1,3%	22,8	0,0625	25,77
V2_Ref_F_LBC_3,32%	22,8	0,1188	38,84
V4_F_SK_S_1,3%	102,4	0,0568	34,95
V5_F_SK_S_3,32%	102,4	0,1192	68,96
V8_F_SK_U_1,3%	102,4	0,0568	35,79
V9_F_SK_U_3,32%	102,4	0,1192	66,90

O Quadro 4.4 permite prever a influência das fibras na utilização da ‘superskin’, existindo ganhos de cerca de 35% com a aplicação da ‘superskin’ em taxas de armadura inferiores e de 80% na aplicação da ‘superskin’ em taxas de armadura superiores.

4.5.1.2 Momento Máximo Experimental

O momento máximo obtido nos ensaios experimentais ($M_{máx}$) foi determinado a partir dos diagramas de esforços e tendo por base o valor de $F_{máx}$ aplicado pelo atuador durante os ensaios experimentais (Expressão 4.7).

$$M_{máx} = 0,35 \times F_{máx} \quad (4.7)$$

No Quadro 4.5 apresentam-se os valores de $M_{m\acute{a}x}$.

Quadro 4.5 – Valores experimentais do momento

Viga	$f_{cm,cil}$ (MPa)	$M_{m\acute{a}x}$ (kN)	$M_{m\acute{a}x} / M_{m\acute{a}x,ref}$ (kN)
V1_Ref_F_LBC_1,3%	22,8	28,90	1,00
V2_Ref_F_LBC_3,32%	22,8	41,40	1,00
V4_F_SK_S_1,3%	102,4	35,92	1,24
V5_F_SK_S_3,32%	102,4	54,66	1,32
V8_F_SK_U_1,3%	102,4	33,57	1,16
V9_F_SK_U_3,32%	102,4	71,40	1,72

Da análise do Quadro 4.5, podem-se efetuar algumas considerações. Por um lado, os valores da resistência à flexão ($M_{m\acute{a}x}$) estão relacionados com os diagramas $F-\delta$ do Subcapítulo 4.2, como era expectável. Por outro lado, a aplicação da ‘superskin’ nas vigas traduziu-se bastante vantajosa do ponto de vista da resistência, conduzindo a ganhos entre os 16% e 72%. Nas vigas com taxas superiores a peça única obtém um desempenho muito superior (cerca de 40%) à ‘superskin’ separada.

4.5.1.3 Relação $M_{teo} / M_{m\acute{a}x}$

Neste ponto é realizada uma comparação, clara, dos valores teóricos e dos valores experimentais. A análise do Quadro 4.6 permite evidenciar que a previsão da resistência à flexão foi adequada: constata-se uma aproximação entre os valores teóricos e os experimentais, com a clara exceção da viga V5_F_SK_S_3,32%. No geral, os valores teóricos foram inferiores aos experimentais, tal poderá estar relacionado com os valores obtidos nos ensaios de caracterização do betão e que foram utilizados para a previsão da resistência à flexão. Outra justificação possível é a existência de um deslocamento da ‘superskin’ em relação ao núcleo e, portanto, a resistência da interface condiciona os resultados.

Quadro 4.6 – Relação entre valores teóricos e experimentais do momento

Viga	$M_{teo} / M_{máx}$ (kN)
V1_Ref_F_LBC_1,3%	0,89
V2_Ref_F_LBC_3,32%	0,94
V4_F_SK_S_1,3%	0,97
V5_F_SK_S_3,32%	1,26
V8_F_SK_U_1,3%	1,07
V9_F_SK_U_3,32%	0,94

4.5.2 Análise dos Valores de Esforço Transverso

4.5.2.1 Esforço Transverso Teórico

O cálculo teórico da resistência ao esforço transverso (V_{teo}), nas vigas, permite fazer uma previsão dos valores experimentais e uma posterior comparação com estes. Refere-se, novamente, que os valores característicos (*e.g.* f_{ck}), usualmente propostos pelos regulamentos, foram sempre substituídos pelos valores médios (*e.g.* $f_{cm,cil}$).

V_{teo} – Vigas de referência

O valor de cálculo do esforço transverso resistente (V_{teo}) da viga V3_Ref_C_LBC_3,32% foi determinado utilizando a expressão do Model Code 2010 (Março 2012) (Expressão 4.8).

$$V_{Rd} = V_{Rd,c} + V_{Rd,s} \quad (4.8)$$

Com as seguintes componentes:

- contributo da armadura transversal

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s_w} \times z \times f_{ywd} \times \cot \theta \quad (4.9)$$

- contributo do betão

$$V_{Rd,c} = k_v \frac{\sqrt{f_{cm,cil}}}{\gamma_c} \times z \times b_w \quad (4.10)$$

Legenda: A_{sw} – área de armadura transversal (m^2); s_w – espaçamento entre estribos (m); z – distancia ao eixo neutro (m); f_{ywd} – valor característico do aço (MPa); γ_c – fator de segurança do betão; θ – inclinação das tensões de compressão (em graus); $f_{cm,cil}$ – valor médio da tensão de rotura do betão à compressão (cilindros) (MPa); k_v – fator para membros sem carga axial significativa (MC 2010, Level 1); b_w – menor largura da seção transversal na área tracionada (igual a b) (mm).

V_{teo} – Vigas com superskin reforçada com fibras

O cálculo do V_{teo} das vigas V6_C_SK_U_3,32% e V7_C_SK_S_3,32% foi realizado tendo em conta o Model Code 2010 (Março 2012), tal como as vigas de referência. Assim, a resistência ao esforço transversal teórico é determinada pela seguinte expressão:

$$V_{Rd} = V_{Rd,c} + V_{Rd,s} + V_{Rd,F} \quad (4.11)$$

Com as seguintes componentes:

- contributo do betão

$$V_{Rd,c} = k_v \frac{\sqrt{f_{cm,cil}}}{\gamma_c} \times z \times b_w \quad (4.12)$$

- contributo da armadura transversal

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{s_w} \times z \times f_{ywd} \times \cot \theta \quad (4.13)$$

mais uma vez, é calculado da mesma forma que $V_{Rd,c}$ dos elementos sem superskin com fibras;

- contributo da ‘superskin’, para betão com fibras

$$V_{Rd,F} = \left\{ \frac{0,18}{\gamma_c} \times k \left[100 \times \rho_1 \left(1 + 7,5 \times \frac{f_{Ftuk}}{f_{cm,cil}} \right) \times f_{cm,cil} \right]^{\frac{1}{3}} \times 0,15 \sigma_{cp} \right\} \times b_w \times d \quad (4.14)$$

em que,

$$f_{Ftuk} = f_{Fts} - \frac{w_u}{CMDO_3} (f_{Fts} - 0,5f_{R3} + 0,2f_{R1}) \geq 0 \quad (4.15)$$

e,

$$f_{Fts} = 0,45 \times f_{R1} \quad (4.16)$$

Legenda: ρ_l – taxa de armadura longitudinal; k – fator que tem em consideração o efeito a altura útil da secção; f_{Ftik} – valor característico da resistência à tração residual máxima para betões com fibras (MPa). d – altura útil da secção (mm); f_{Fts} – resistência residual de manutenção; f_{R1} – valor da resistência residual à tração por flexão para uma flecha central de 0,5 mm (MPa); f_{R3} – valor da resistência residual à tração por flexão para uma flecha central de 2,5 mm (MPa).

Todos os procedimentos e expressões utilizadas (incluindo dos cálculos intermédios), para determinar o V_{teo} das vigas de referência e com a ‘superskin’ são apresentados em pormenor no Anexo H.

4.5.2.2 Esforço Transverso Máximo Experimental

O esforço transverso máximo experimental ($V_{m\acute{a}x}$) é determinado a partir do diagrama de esforços (na situação de carga máxima) e através da seguinte expressão:

$$V_{m\acute{a}x} = 0,5 \times F_{m\acute{a}x} \quad (4.17)$$

Os valores de $V_{m\acute{a}x}$ estão resumidos no Quadro 4.7.

Quadro 4.7 – Valores experimentais do esforço transverso

Viga	$f_{cm,cil}$ (MPa)	$V_{m\acute{a}x}$ (kN)	$V_{m\acute{a}x} / V_{m\acute{a}x,ref}$ (kN)
V3_Ref_C_LBC_3,32%	22,8	52,33	1,00
V6_C_SK_U_3,32%	102,4	98,03	1,87
V7_C_SK_S_3,32%	102,4	71,21	1,36

O Quadro 4.7 apresenta a relação $V_{m\acute{a}x} / V_{m\acute{a}x,ref}$ e teve como objetivo avaliar o desempenho da utilização da ‘superskin’ como peça única e separada para a mesma taxa de armadura. Podemos tirar as mesmas conclusões que já foram mencionadas quando se analisou as curvas F - δ das vigas com rotura ao corte, isto é, a utilização da ‘superskin’ com peça única permite que a viga tenha um desempenho melhor, nomeadamente, um aumento de resistência de cerca de 87%

quando comparada com a viga de referência. Quando a ‘superskin’ está separada, os ganhos são somente de 36%, mas mesmo assim é um resultado bastante positivo. Em suma, a utilização da ‘superskin’ apresenta resultados bastante satisfatórios no que se refere à resistência ao esforço transversal.

4.5.2.3 Relação $V_{teo} / V_{máx}$

Tal como aconteceu na análise dos momentos, também neste subcapítulo se efetua uma comparação entre os valores teóricos e os valores experimentais.

Quadro 4.8 – Relação entre valores teóricos e experimentais do esforço transversal

Viga	V_{teo} (kN)	$V_{teo} / V_{máx}$ (kN)
V3_Ref_C_LBC_3,32%	45,17	0,86
V6_C_SK_U_3,32%	106,3	1,08
V7_C_SK_S_3,32%	106,3	1,49

Através do Quadro 4.8 constatam-se as diferenças entre os valores teóricos e experimentais, que são, no entanto, comuns neste tipo de análise. De uma forma geral, os valores teóricos deverão ser sempre iguais ou inferiores aos valores experimentais, uma vez que, estão relacionados com a resistência. Quanto mais baixa a relação entre os valores teóricos e os valores experimentais, mais conservativo será o modelo de cálculo utilizado. Como nos cálculos foram utilizados valores médios experimentais (e não característicos) a relação devia apresentar um valor próximo de 1,00, no entanto ela apresenta alguma dispersão. As dispersões existentes nas vigas com ‘superskin’, devem-se ao facto de ter existido um deslocamento da ‘superskin’ em relação ao núcleo, não permitindo assim explorar o máximo de resistência da ‘superskin’. Isto sugere que seria, previsivelmente, necessária uma resistência maior na interface.

4.6 Análise da Rotura

Neste ponto efetua-se uma descrição da evolução da fendilhação das vigas com rotura à flexão e ao esforço transversal bem como a análise dos índices de ductilidade.

4.6.1 Fendilhação

Para facilitar o estudo da fendilhação diferenciou-se a análise relativamente ao tipo de rotura (à flexão e ao corte) e quanto ao modo de aplicação da ‘superskin’ (peça única ou separada).

Nas curvas $F-\delta$ assinalam-se três pontos: um ponto no patamar ascendente, a 75% da força máxima imposta correspondente ao “Estado II”, aproximadamente próximo das condições de serviço; um ponto no patamar de cedência, corresponde à força máxima; e um ponto no final do ensaio, no momento da rotura.

Nas Figuras 4.21 a 4.26 apresenta-se a evolução da fendilhação ao longo do ensaio nas vigas com rotura à flexão, nas quais consta a curva $F-\delta$ e imagens da fendilhação em instantes considerados críticos. Nestas figuras pode observar-se que a fendilhação é superior nas vigas em que a ‘superskin’ é constituída por peças separadas relativamente às vigas com ‘superskin’ constituída por uma peça única. Quando fazemos a mesma analogia com as vigas de referência, nota-se que com a utilização da ‘superskin’ houve uma diminuição da fendilhação. Em ambos os casos e nos pontos analisados, o desenvolvimento da fendilhação foi aumentando uniformemente e gradualmente com o aumento da carga imposta. No momento de rotura parece existir uma convergência das fendas para a zona onde ocorreu o esmagamento do betão (zona central). Além disso, o comprimento e a abertura das fendas é superior na viga em que a ‘superskin’ é separada.

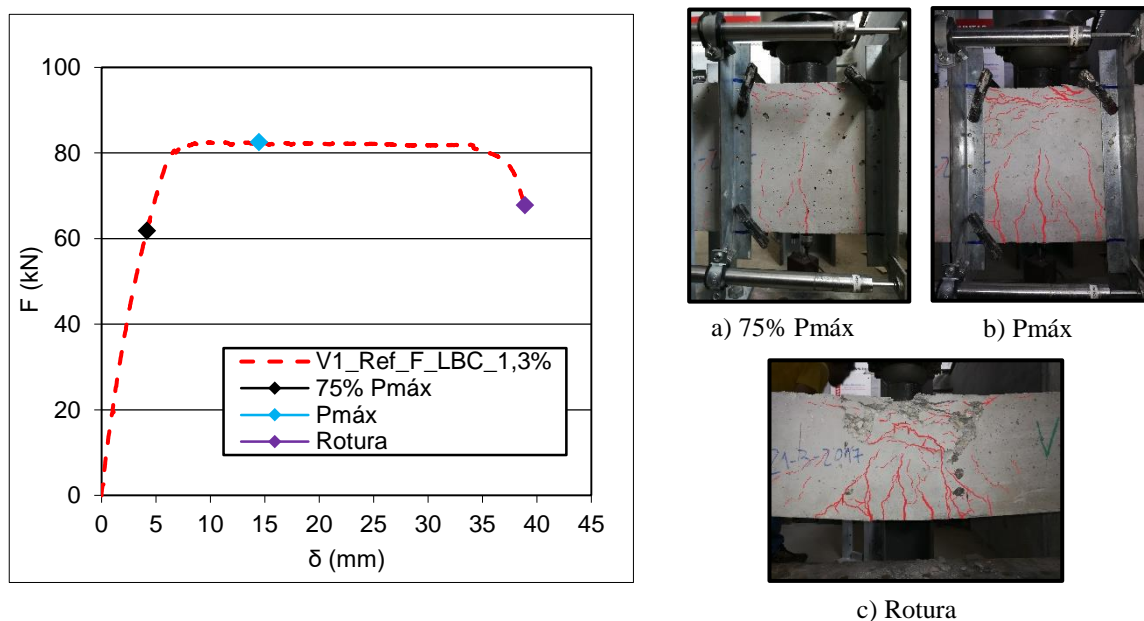
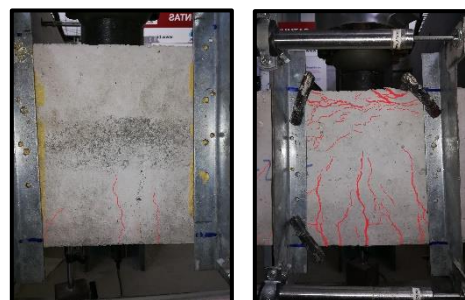
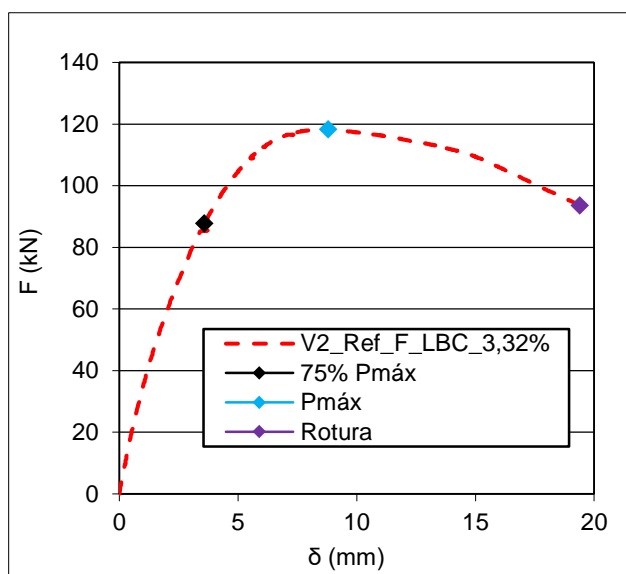
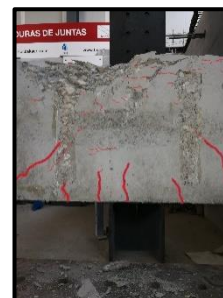


Figura 4.21 – Correspondência entre fendilhação e o diagrama carga-deslocamento - V1_Ref_F_LBC_1,3%



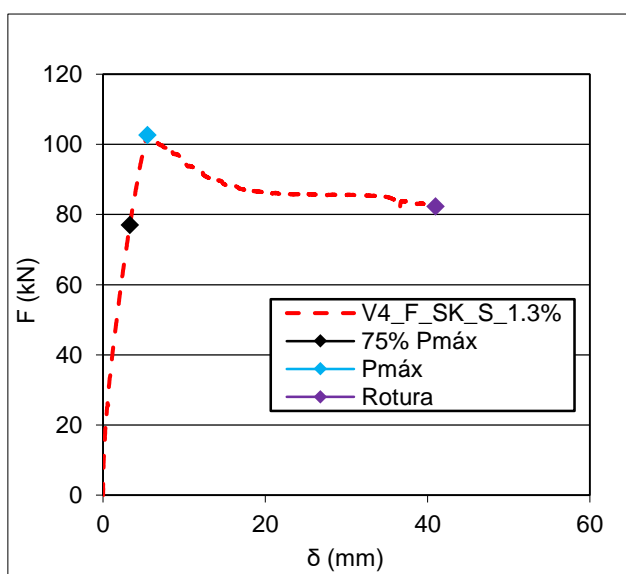
a) 75% P_{máx}

b) P_{máx}



c) Rotura

Figura 4.22 – Correspondência entre fendilhação e o diagrama carga-deslocamento - V2_Ref_F_LBC_3,32%



a) 75% P_{máx}



b) P_{máx}



c) Rotura

Figura 4.23 – Correspondência entre fendilhação e o diagrama carga-deslocamento - V4_F_SK_S_1,3%

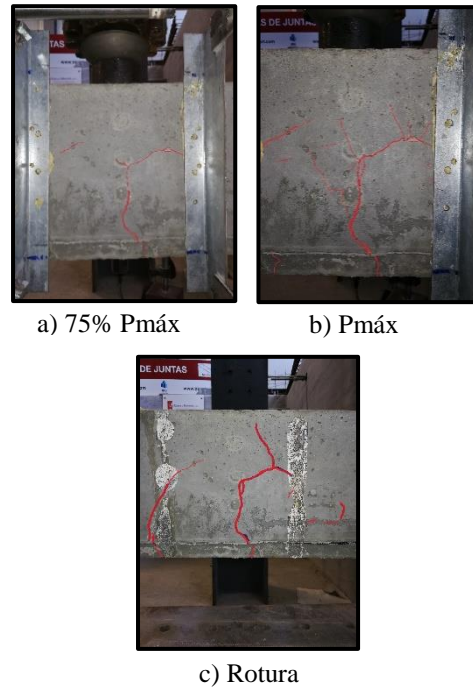
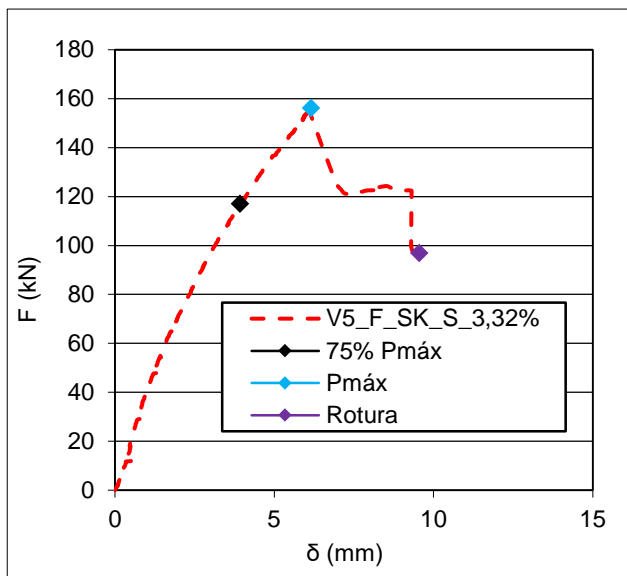


Figura 4.24 – Correspondência entre fendilhação e o diagrama carga-deslocamento - V5_F_SK_S_3,32%

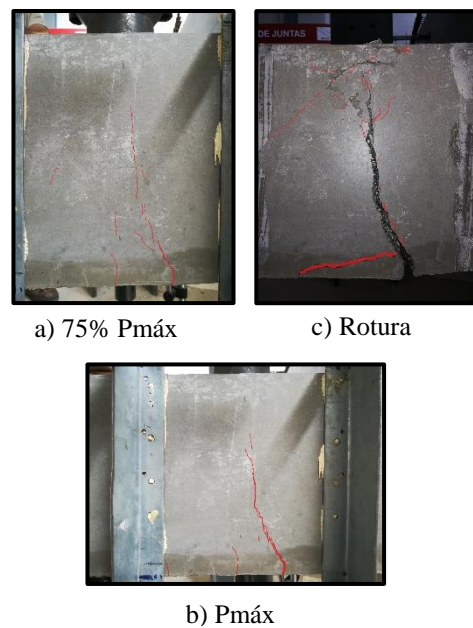
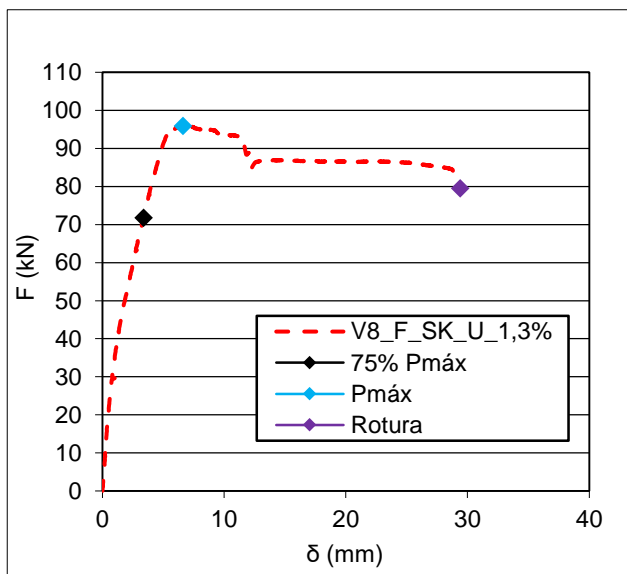


Figura 4.25 – Correspondência entre fendilhação e o diagrama carga-deslocamento - V8_F_SK_U_1,3%

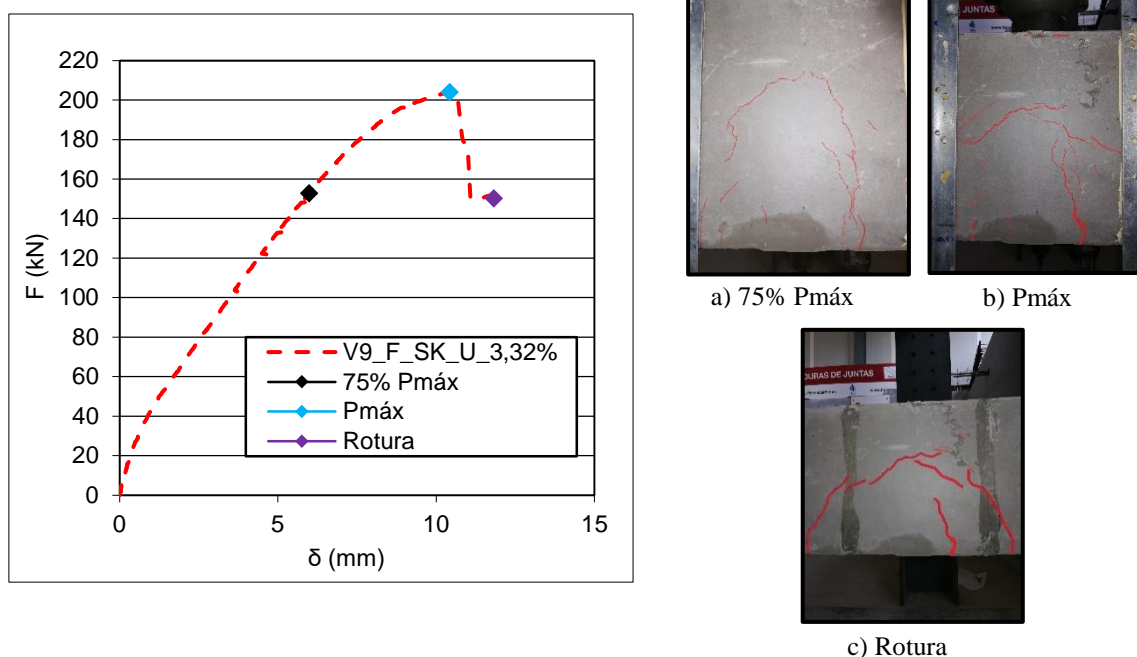


Figura 4.26– Correspondência entre fendilhação e o diagrama carga-deslocamento - $V9_F_SK_U_3,32\%$

Nas Figuras 4. 27 e 4.28 apresenta-se a evolução da fendilhação ao longo do ensaio nas vigas com rotura ao corte, relativas às vigas $V6_C_SK_U_3,32\%$ e $V7_C_SK_S_3,32\%$ nas quais consta também a curva carga-deslocamento e imagens da fendilhação em instantes considerados críticos.

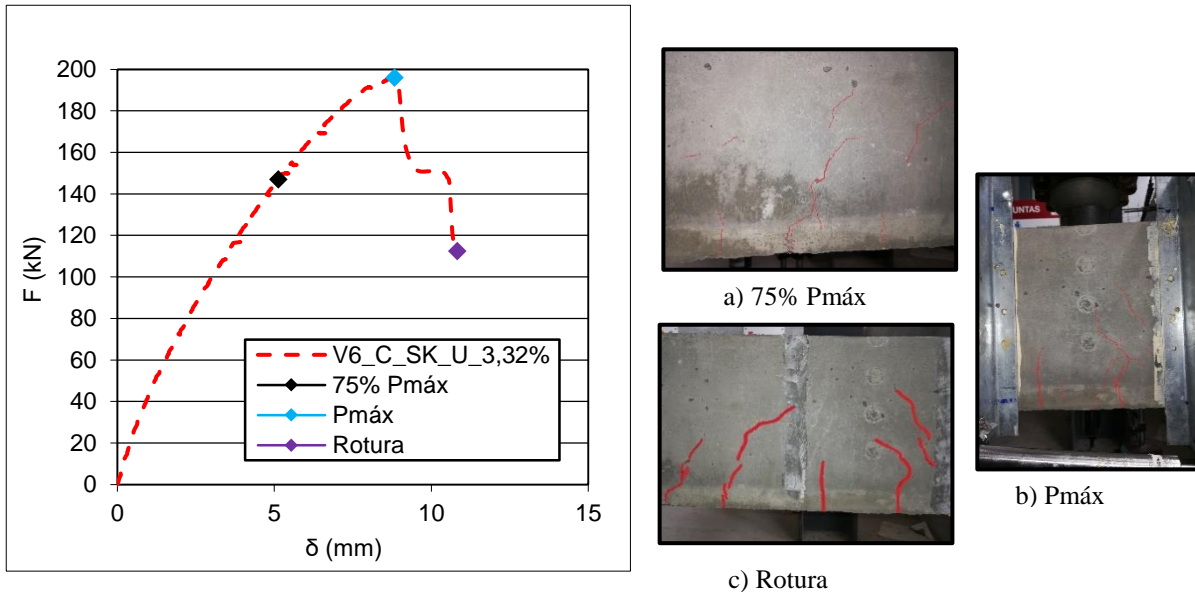


Figura 4.27 – Correspondência entre fendilhação e o diagrama carga-deslocamento - V6_C_SK_U_3,32%

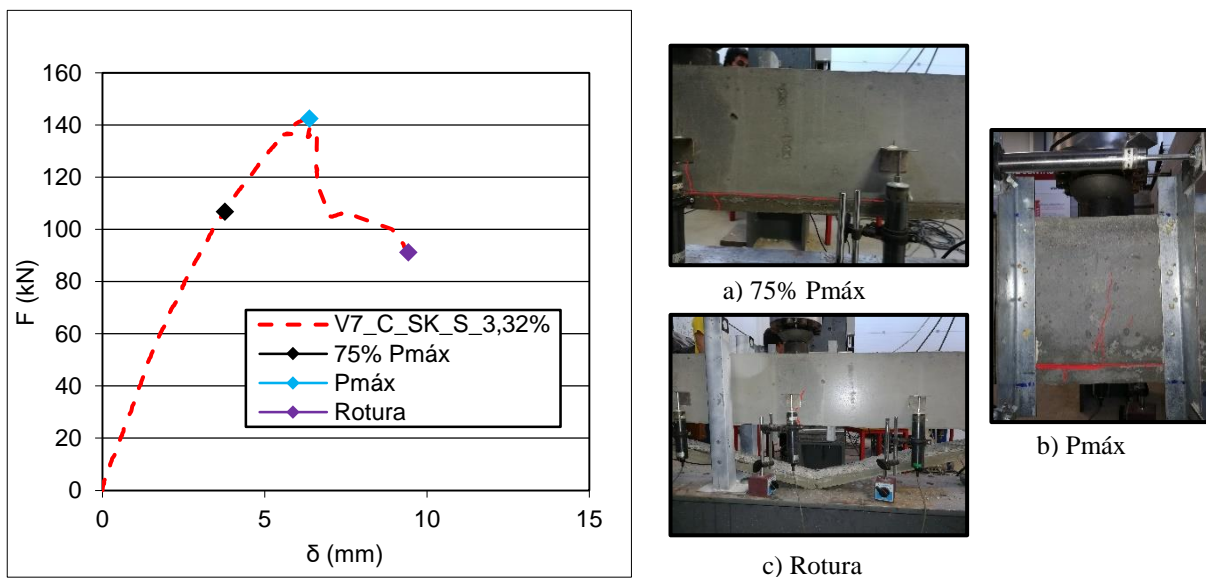


Figura 4.28 – Correspondência entre fendilhação e o diagrama carga-deslocamento - V7_C_SK_S_3,32%

Analisando as figuras apresentadas acima (Figura 4.27 e 4.28) constata-se que existe uma baixa progressão das fendas ao longo do carregamento nas vigas analisadas, provavelmente devido ao facto da viga ter uma taxa de armadura de tração elevada. Na viga em que as placas laterais da ‘superskin’ se encontram separadas da base, a fendilhação ocorre inicialmente no sítio em que há separação das laterais com a base, como era expetável, tendo as fendas desenvolvido ao longo da altura da viga, principalmente na zona central da viga, onde a carga era imposta. Na

viga em que a ‘superskin’ forma uma peça única as fendas aparecem de uma forma constante com a carga imposta. As fendas apresentam uma evolução na diagonal ao longo da viga, também expectável tendo em conta que era uma fenda devido ao esforço transversal. Na rotura destaca-se o facto de ter ocorrido o destacamento da ‘superskin’ na viga V7_C_SK_S_3,32% (viga com a ‘superskin’ separada) do núcleo de betão, muito provavelmente devido à falta de ligação entre as peças laterais da base.

4.6.2 Índices de Ductilidade

Neste trabalho foram utilizados dois índices de ductilidade diferentes, para caracterizar a ductilidade das vigas ensaiadas. O índice de ductilidade de curvatura, μ_c , é obtido através da relação entre a curvatura na zona central da viga correspondente ao momento último, $(1/r)_u$, e a curvatura correspondente ao momento de cedência da armadura longitudinal de tração, $(1/r)_y$. As curvaturas obtiveram-se a partir dos valores experimentais, resultantes das leituras dos transdutores de deslocamento aplicados horizontalmente. A expressão para calcular este índice é a seguinte:

$$\mu_c = \frac{(1/r)_u}{(1/r)_y} \quad (4.18)$$

Por outro lado, o índice de ductilidade de flecha, μ_δ , é obtido através da relação da flecha, a meio vão da viga, correspondente à carga última, δ_u , com a flecha correspondente à carga de cedência, δ_y . A expressão de cálculo é a seguinte:

$$\mu_\delta = \frac{\delta_u}{\delta_y} \quad (4.19)$$

As parcelas necessárias ao cálculo destes índices foram obtidas diretamente da análise e tratamento dos resultados obtidos experimentalmente.

Considera-se, que estes dois índices permitem quantificar corretamente a ductilidade das vigas em estudo, uma vez que a análise das vigas com os referidos índices irá traduzir a maior ou menor capacidade dos elementos susterm grandes deformações sem a perda substancial da sua capacidade de carga. Este tipo de comportamento ocorre entre o ponto em que as armaduras de tração entram em cedência até ao ponto correspondente à carga última [40]. Quanto mais extensa for essa zona, mais dúctil será a viga em estudo, pelo que a relação entre os pontos limites dessa zona representa claramente um indicador da ductilidade da viga.

O Quadro 4.9 apresenta, para cada viga, o valor da taxa de armadura longitudinal de tração, ρ , bem como os valores experimentais dos parâmetros necessários para o cálculo dos índices de ductilidade: curvatura de cedência $(1/r)_y$, curvatura última $(1/r)_u$, flecha de cedência (δ_y) , flecha última (δ_u) , os valores dos índices de ductilidade, de flecha (μ_δ) e de curvatura (μ_c) .

Quadro 4.9 – Valores experimentais dos índices de ductilidade

Viga	ρ (%)	$(1/r)_u$ ($\times 10^{-3} \text{ m}^{-1}$)	$(1/r)_y$ ($\times 10^{-3} \text{ m}^{-1}$)	μ_c	δ_u (mm)	δ_y (mm)	μ_δ
V1_Ref_F_LBC_1,3%	1,3	446,68	40,52	11,02	37,88	6,91	5,48
V2_Ref_F_LBC_3,32%	3,32	140,76	55,07	2,56	19,38	10,86	1,78
V3_Ref_C_LBC_3,32%	3,32	34,33	29,92	1,15	8,70	6,92	1,26
V4_F_SK_S_1,3%	1,3	523,60	251,01	2,09	40,89	5,58	7,32
V5_F_SK_S_3,32%	3,32	26,25	17,43	1,51	9,31	6,11	1,52
V6_C_SK_U_3,32%	3,32	31,94	29,31	1,09	8,95	8,10	1,11
V7_C_SK_S_3,32%	3,32	64,01	26,72	2,40	6,61	6,10	1,08
V8_F_SK_U_1,3%	1,3	296,11	24,24	12,22	29,37	6,03	4,87
V9_F_SK_U_3,32%	3,32	53,84	32,28	1,67	10,67	10,39	1,03

Nas Figuras 4.29 e 4.30 apresentam-se os índices de ductilidade de flecha e curvatura referentes às várias vigas, separadas por tipo de rotura e agrupadas por taxas de armadura longitudinal de tração.

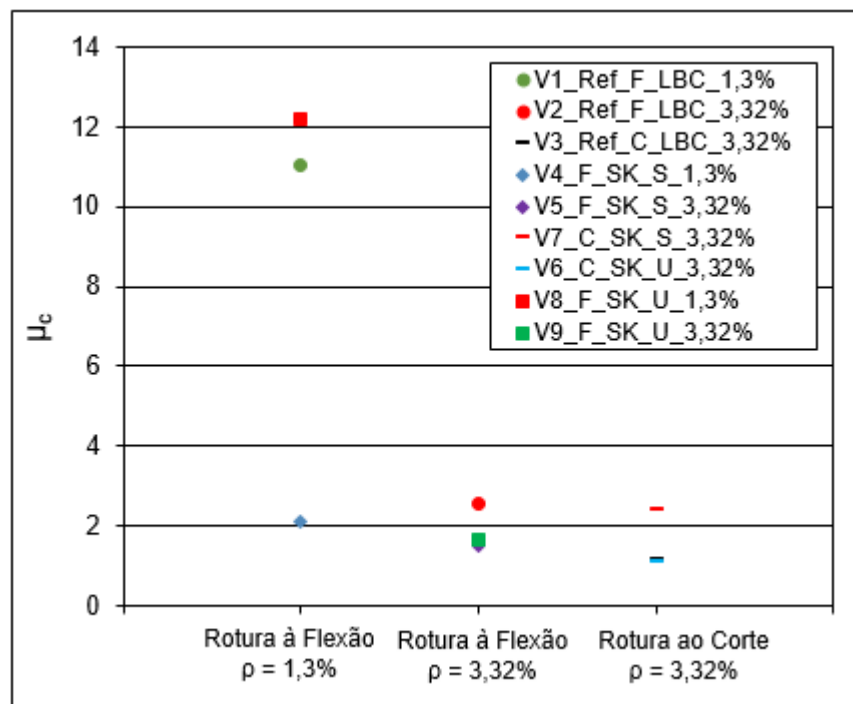


Figura 4.29 – Evolução dos índices de ductilidade de curvatura.

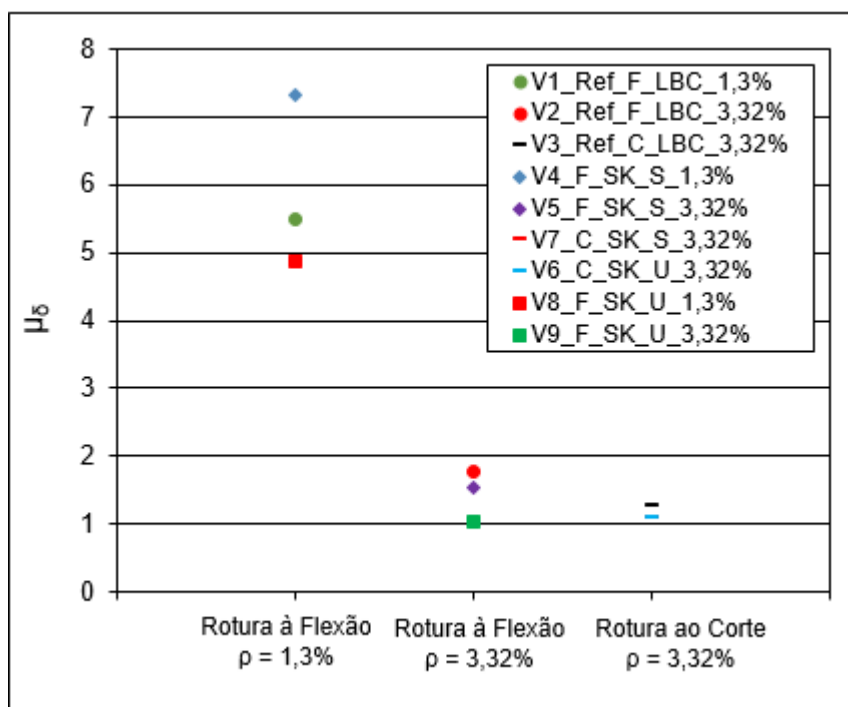


Figura 4.30 – Evolução dos índices de ductilidade de flecha.

Analisando o Quadro 4.9 e as Figuras 4.29 e 4.30, nota-se uma diminuição dos índices de ductilidade de curvatura e flecha para as vigas com a utilização da ‘superskin’ comparativamente às vigas de referência, com exceção da viga V4_F_SK_S_1,3%. Constatase igualmente que, com o aumento da taxa de armadura os índices de ductilidade diminuem. Quanto ao modo de aplicação da ‘superskin’ (peça única ou separada), verifica-se que a viga com a ‘superskin’ constituída por uma peça única apresenta um índice ductilidade de flecha superior na taxa de armadura inferior, mas para a taxa armadura superior isso não acontece. A grande diferença de ductilidade observada entre ambas as taxas de armadura, é justificável: o aumento da armadura longitudinal de tração é uma das grandes condicionantes da ductilidade.

Da análise as Figuras 4.29 e 4.30 e do Quadro 4.9 acima apresentados, é possível observar de forma evidente que os valores dos índices de ductilidade de curvatura e flecha andam muito próximos de 1, ou seja, ao avaliar pelos resultados obtidos a ductilidade é muito reduzida. A ocorrência deste facto era previsível uma vez que as vigas ensaiadas ao corte tinham uma taxa de armadura transversal propositadamente mais baixa para que a sua rotura ocorresse por corte e não por flexão. Como nota final, destaca-se que a viga V7_C_SK_S_3,32% (peça com as laterais separada da base) apresenta um desempenho superior, ou seja, uma ductilidade superior.

Capítulo 5 – Considerações Finais e Estudos Futuros

Nesta secção resumem-se as conclusões obtidas ao longo da análise de resultados. São também indicadas algumas recomendações, que poderão ser abordadas em estudos futuros, dando uma continuação à análise realizada neste documento.

Uma nota importante a referir é o facto de as conclusões apresentadas neste documento serem válidas para a situação de ensaio analisada ou para situações com parâmetros semelhantes. Os resultados expostos e as conclusões apresentadas não deverão, portanto, ser extrapolados para todos os casos de vigas com LBC e UHDC, podendo conduzir a previsões de comportamento não coincidentes com a realidade. Assim, as análises efetuadas referem-se às condições de ensaio, sendo que os resultados apenas válidos nessas condições.

A formulação de conclusões resultantes de um trabalho experimental é um dos pontos mais importantes de um trabalho de investigação, pois estas representam a síntese do trabalho produzido e a crítica dos resultados obtidos. Pode ainda ser apreciado se os objetivos propostos foram atingidos.

5.1 Conclusões Principais

Com base nos ensaios experimentais é possível elaborar as seguintes conclusões:

- através da caracterização experimental de interfaces com UHDC no ensaio de corte inclinado, constata-se que a interface com que se obtém melhor desempenho é do tipo rugosa, obtida usando um desativador de superfície e uma lavagem após a descofragem;
- a utilização do UHDC apresenta, igualmente, resultados muito favoráveis no que diz respeito ao módulo de elasticidade (E_c), em que é superior cerca de 34% relativamente ao LBC;
- o valor de pico da resistência do betão à tração aumenta com a incorporação de fibras no UHDC, mas os valores das resistências residuais finais (f_{Rm3} e f_{Rm4}) são os mais importantes para determinar a resistência à flexão e ao esforço transversal das vigas;

Com base nos ensaios experimentais nas vigas com rotura por flexão foi possível elaborar as seguintes conclusões (após análise comparativa com as vigas de referência):

- a força máxima em flexão ($F_{máx}$) ocorre na viga V9_F_SK_U_3,32% em que a ‘superskin’ forma uma peça única, quando comparada com a respetiva viga de referência V2_Ref_F_LBC_3,32%, onde o aumento é de 72%. Fazendo a mesma analogia com viga com a peça separada (V5_F_SK_S_3,32%), os ganhos são de cerca de 32%;
- no que diz respeito à rigidez e ductilidade as vigas com a ‘superskin’ com a taxa de armadura menor, o comportamento é satisfatório. Na taxa de armadura superior, as vigas caracterizaram-se por terem elevada rigidez, mas baixa ductilidade como era expectável;
- as vigas com ‘superskin’ apresentam uma menor deformação em relação às vigas de referência. As vigas em que a ‘superskin’ forma uma peça única têm deformações superiores,

em relação às vigas com peça separada. É notório que a variação de deformação mais significativa ocorre após a aplicação de pelo menos 75 % da carga, que poderá estar relacionada com perdas de rigidez originadas pela existência de uma fendilhação mais acentuada e pelo início da cedência das armaduras;

- como os valores de $M_{máx}$ estão diretamente relacionados com os valores $F_{máx}$, a tendência é a mesma;
- da análise da relação entre a previsão do momento resistente (M_{teo}) e o valor obtido experimentalmente ($M_{máx}$), constata-se que no geral os valores teóricos são sempre inferiores aos valores experimentais;
- o desenvolvimento da fendilhação aumenta uniformemente e gradualmente de acordo com o aumento da carga imposta, constatando-se que a fendilhação é superior na viga em que a 'superskin' é constituída por peças separadas relativamente à viga com a 'superskin' constituída por uma peça única. Fazendo a mesma analogia entre as vigas com 'superskin' e sem 'superskin' é perceptível a diminuição da fendilhação com a utilização da 'superskin', tornando-se assim uma mais-valia no controlo da fendilhação;
- relativamente aos índices de ductilidade, nota-se uma diminuição dos mesmos com a utilização da 'superskin' e com o aumento da taxa de armadura de tração. Salienta-se que a ductilidade é superior quando a 'superskin' é constituída por uma peça única, logo pode-se inferir que os índices diminuem com a utilização da 'superskin';

Com base nos ensaios experimentais nas vigas com rotura ao corte podem-se elaborar as seguintes conclusões (análise comparativa com as vigas de referência):

- a força máxima é superior na viga em que a 'superskin' é constituída por uma peça única relativamente à viga com a 'superskin' constituída por peças separadas, apresentando um aumento deste valor de cerca de 87%;
- a rigidez à flexão é superior na viga V6_C_SK_U_3,32% ('superskin' constituída por uma peça única), devido ao confinamento do LBC assegurado pela 'superskin' em UHDC altamente resistente e à ligação entre as laterais e a base, que visivelmente melhoraram o comportamento do conjunto da 'superskin';
- no que diz respeito à deformação, existe um aumento constante desta com o aumento da aplicação da carga. Para a mesma carga a utilização da 'superskin' conduz à diminuição da deformação das vigas;
- como os valores de $V_{máx}$ estão diretamente relacionados com os valores de $F_{máx}$, a tendência é a mesma, ou seja, a utilização da 'superskin' como peça única apresenta aumentos muito elevados de resistência ao esforço transversal;
- na análise da relação entre a previsão do valor de esforço transversal resistente (V_{teo}) e o valor obtido experimentalmente ($V_{máx}$), constata-se que os valores teóricos apresentam dispersão, a

qual poderá estar relacionada com um eventual deslocamento da ‘superskin’ em relação ao núcleo, não permitindo explorar o máximo de resistência da ‘superskin’. Isto revela que seria necessário ter eventualmente uma resistência maior na interface. No entanto, na utilização da ‘superskin’ como peça única constata-se que os valores estão próximos de 1,00 e portanto indica que o modelo de cálculo utilizado é conservativo;

- na análise da fendilhação, verifica-se uma baixa progressão das fendas ao longo do carregamento nas vigas analisadas, contribuindo para este facto a taxa de armadura de tração elevada destas vigas. A viga em que a ‘superskin’ tem as peças laterais separadas da base apresenta fendilhação inferior à viga com peça única, muito provavelmente devido a existência da separação das laterais da base. No que diz respeito às vigas de referência, quando comparado com estas existe uma diminuição da fendilhação com a utilização da ‘superskin’.
- no que diz respeito aos índices de ductilidade, comprova-se que, ao avaliar pelos resultados obtidos, não existe ductilidade relevante, pois a rotura destas vigas foi por esforço transversal;

Em suma:

- o desempenho do UHDC apresentou efeitos muito positivos comparativamente ao LBC, no que diz respeito aos valores da resistência à compressão, justificados principalmente pela incorporação de fibras no UHDC;
- como os valores de $M_{máx}$ e $V_{máx}$ estão diretamente relacionados com os valores de $F_{máx}$, a tendência é a mesma, ou seja, a utilização da ‘superskin’ como peça única apresenta aumentos significativos de resistência (72 % à flexão e 87% ao corte);
- quanto à rigidez à flexão, nas vigas com taxa de armadura de tração elevadas, as vigas caracterizam-se por terem elevada rigidez, mas baixa ductilidade. A utilização da ‘superskin’ como peça única, mais uma vez, revela ser a solução mais viável.
- no que diz respeito à fendilhação: na flexão, a fendilhação é superior na viga em que a ‘superskin’ é constituída por peças separadas relativamente à viga com a ‘superskin’ constituída por uma peça única;
- relativamente à ductilidade, a utilização da ‘superskin’ origina uma diminuição da ductilidade, visível principalmente nas vigas com rotura à flexão;

Finalizando, as conclusões apresentadas neste capítulo permitem consolidar e complementar as considerações apresentadas ao longo da análise de resultados. Mais uma vez, alerta-se, para o facto de a amostra utilizada ser pequena (só um exemplar de cada viga), o que acaba por limitar o grau de certeza associado às conclusões obtidas.

5.2 Desenvolvimentos Futuros

Existe um elevado potencial do estudo da incorporação das fibras em betões e uma constante preocupação com a sustentabilidade, por isso, apresentam-se algumas recomendações para possíveis desenvolvimentos futuros:

- realizar um estudo com taxas de armadura diferentes das utilizadas neste trabalho;
- fazer variar o tipo de fibras, procurando analisar o efeito da utilização de uma solução, por exemplo, constituída por dois tipos de fibras;
- realizar uma investigação semelhante à executada na presente dissertação, mas com uma amostra maior, i.e. com mais vigas para cada mistura (e.g. 2 ou 3 exemplares);
- variar as composições dos betões, quer a nível das percentagens de fibras quer a nível das quantidades dos agregados e ligantes;
- realizar ensaios para estudar o comportamento estrutural em elementos diferentes daqueles analisados neste trabalho (e.g. lajes, vigas em T, entre outros);
- realizar ensaios com vigas sujeitas a uma aplicação de cargas diferente (e.g. duas cargas concentradas, gerando uma zona de flexão pura);

REFERÊNCIAS BIBLIOGRÁFICAS

- ACI 318-05 (2002). *Use of Concrete in Buildings – Design, Specifications, and Related Topics*. ACI, Estados Unidos da América.
- ACI 544 (1982). *State-of-the-art Report on Fiber Reinforced Concrete*. ACI, Estados Unidos da América.
- ACI-555R (2001). *Removal and reuse of hardened concrete*, ACI, Estados Unidos da América.
- Aïtcin, P. C., (1998). *High - Performance Concrete*. E & FN SPON, Londres e Nova Iorque.
- Almeida, A, (2015). *Formulação e Análise de Desempenho de UHPC Reforçado com Fibras não Metálicas*. Tese de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil - Instituto Superior de Engenharia de Coimbra, Coimbra, 1 vol.
- Almeida, I. R., (2001). *Os materiais constituintes e as principais características de durabilidade do concreto*, 43º Congresso Brasileiro do Concreto, Brasil.
- Alves, H., (2015). *Formulação e Caracterização Mecânica de Betões com Baixa Dosagem de Cimento*. Tese de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil - Instituto Superior de Engenharia de Coimbra, Coimbra, 1 vol.
- Azevedo, A. (2002). *Betões de Elevado Desempenho com Incorporação de Cinzas Volantes*. Tese de Doutoramento, Universidade do Minho, Guimarães, 1 vol.
- Balaguru, P.N.; Shah, S.P. (1992). *Fiber Reinforced Cement Composites*, McGraw-Hill International Editions, Civil Engineering Series.
- Barros, J.A.O. (1995). *Comportamento do Betão Reforçado com Fibras, Análise Experimental e Simulação Numérica*. Tese de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 1 vol.
- Birkeland, P.W., Birkeland, H.W. (1966); *Connections in precast concrete construction ACI-American Concrete Institute*, ACI Journal, vol. 63 (3); pp. 345-368.
- Camões, A. (2002). *Betões de elevado desempenho com incorporação de cinzas volantes*. Tese de Doutoramento, Universidade do Minho, Guimarães, 1 vol.
- Camões, A. e Reis, R. *Betões eco-eficientes para uma construção sustentável*. Artigo Científico, Universidade do Minho, Guimarães.

- CEN Eurocode 2 (2004). *Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings*, CEN, Bélgica.
- Clímaco, J.; Regan, P. (2001). *Evaluation of the bond strength between old and new concrete in structural repairs*. Magazine of Concrete Research, Vol. 25, N. 6, pp. 377-390.
- Costa, A. e Appleton, J. (2002). *Estruturas de Betão I – Parte II - Materiais*. Departamento de Engenharia Civil - Instituto Superior Técnico, Lisboa.
- Costa, H. (2012). *Betões Estruturais de Agregados Leves. Aplicações em Prefabricação e Reforço de Estruturas*. Dissertação de Doutoramento, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, Coimbra, 1 vol.
- Costa, H. et al. (2014). *Comportamento da interface entre BDN e BEAL – principais parâmetros e propriedades*, 5^{as} Jornadas Portuguesas de Engenharia de Estruturas, LNEC, Lisboa.
- Costa, H. et al. (2012). *Influência da Tensão Normal na Resistência das Interfaces com Betão Estrutural de Agregados Leves*. Encontro Nacional de Betão Estrutural 2012, FEUP, Porto.
- Coutinho, A. de Sousa, (1988). *Fabrico e propriedades do betão*, LNEC, Volume I, Lisboa.
- Coutinho, M. J. A. R. S. (1999). *Melhoria da Durabilidade dos Betões por Tratamento da Cofragem*. Tese de Doutoramento, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 1 vol.
- CSA A23.3 (1994). *Design of Concrete Structures – Structures Design*, Canadian Standards Association, Ontario.
- EN 14651 (2007). *Test method for metallic fibered concrete - measuring the flexural tensile strength*. CEN, Bélgica.
- Fennis-Huijben, S.A.A.M., (2011). *Design of Ecological Concrete by Particle Packing Optimization*, PhD Thesis, Delft University of Technology, Holanda.
- Fernandes, D. (2011). *A aplicação estrutural de betões de elevado desempenho (HPC e UHPC)*, Tese de Mestrado, Faculdade de Ciências e Tecnologias da Universidade Nova Lisboa, Lisboa, 1 vol.
- Ghafari, E. et al. (2012). *Enhanced durability of Ultra High Performance Concrete by incorporating supplementary cementitious materials*, Second International Conference on Microstructural-related Durability of Cementitious Composites, 11-13 April 2012, Amsterdam, The Netherlands.

- Gomes, J., (2013). *Influência das Fibras Metálicas no Comportamento ao Esforço Transverso de Vigas SFRC*, Teses de Mestrado, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto, 1 vol.
- Hájek, P.; Fiala, C., (2008). *Environmentally optimized floor slabs using UHPC – contribution to sustainable building*, Proceedings of the Second International Symposium on Ultra High Performance Concrete, University of Kassel, Germany.
- Júlio, E.; et al. (2010). *Accuracy of design code expressions for estimating longitudinal shear strength of strengthening concrete overlays*. Engineering Structures, Elsevier, vol. 32: pp. 2387-2393.
- LNEC E 397 (1993). *Betões. Determinação do módulo de elasticidade em compressão*. LNEC, Lisboa.
- Loov, R.E. (1978). *Design of precast connections*; in Proc. of a seminar organized by Compa International Pte, Singapore.
- Malier, Y., (1992). *High Performance Concrete – From material to structure*, E & FN Spon, Londres.
- Mattock, A.H., Hawkins, N.M. (1972). *Shear transfer in reinforced concrete - recent research*. Precast/Prestressed Concrete Institute, PCI Journal, vol. 17 (2), pp. 55-75.
- Mehta, K., (2008). *Concreto sustentável*, 139ª edição, Outubro, 2008, pp.24-28.
- Mehta, P. Kumar, (1999). *Advancements in concrete technology*, Concrete International, ACI, Volume 21, Number 6, June, pp. 69-76;
- Miret, Eduardo Torroja (2007). *Razón y Ser de Los Tipos Estructurales*. Vols. Colección Ciencias, Humanidades e Ingeniería. Colegio De Ingenieros De Caminos, Canales Y Puertos, Madrid.
- NP EN 12390-3 (2011). *Ensaio do betão endurecido. Parte 3: Resistência à compressão de provetes de ensaio*. IPQ, Lisboa.
- NP EN 12390-5 (2009). *Ensaio do betão endurecido - Parte 5: Resistência à flexão de provetes*. IPQ, Lisboa.
- NP EN 12390-6 (2011). *Ensaio do betão endurecido - Parte 6: Resistência à tração por compressão de provetes*. IPQ, Lisboa.
- Pliskin, L., (1992). *High performances concretes – engineering properties and code aspects*. E & FN Spon, Londres.

- Ramakrishnan, V. et al. (1987). *Flexural Fatigue Strength of Steel Fiber Reinforced Concrete*. Fiber Reinforced Concrete Properties and Applications, SP-105, ACI, pp. 225-245.
- Randl, N. (1997). *Investigations on transfer of forces between old and new concrete at different joint roughness*. PhD thesis, University of Innsbruck, Austria.
- Saldanha, R. et al. (2012). *Ensaio Slant Shear Modificado para Obter Roturas Adesivas*. Encontro Nacional Betão Estrutural, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.
- Saldanha, R. et al. (2012). *Utilização de betões de ultra elevada durabilidade (UHDC) na pré-fabricação e reabilitação de estruturas*. Encontro Nacional Betão Estrutural, Faculdade de Engenharia da Universidade do Porto, Porto.
- Santos, P. (2009). *Assessment of the Shear Strength between Concrete Layers*. PhD Thesis, Faculdade de Ciências e Tecnologia da Universidade de Coimbra, Coimbra.
- Santos, P., Júlio, E. (2008). *Caracterização da Interface Betão-Betão utilizando um Rugosímetro Laser*, Segundo Congresso Nacional de Pré-fabricação em Betão - ANIPB, Lisboa.
- Santos, P.; Júlio, E. (2009). *Caracterização e Quantificação da Textura de Superfícies de Betão*, Primeiro Congresso Nacional sobre Segurança e Conservação de Pontes - ASCP'09, Lisboa.
- Silva, J., (2015). *Comportamento ao Corte e à Flexão De Vigas com Betões Incorporando Nanopartículas*. Tese de Mestrado, Departamento de Engenharia Civil - Instituto Superior de Engenharia de Coimbra, Coimbra, 1 vol.
- Tanaka, Y., Murakoshi, J. (2011). *Reexamination of Dowel Behavior of Steel Bars Embedded in Concrete*. ACI Structural Journal, vol. 108 (6), pp. 659-668.
- Walraven, J., Frénay, J., Puijssers, A. (1987). *Influence of concrete strength and load history on the shear friction capacity of concrete members*. Precast/Prestressed Concrete Institute, PCI Journal, vol. 32 (1), pp. 66-84.
- Wu, G. Y.; Shivaraj, S. K.; Ramakrishnan, V. (1989). *Flexural Fatigue Strength, Endurance Limit, and Impact Strength of Fiber Reinforced Refractory Concretes*. Fiber Reinforced Cements and Concretes: Recent Developments, Elsevier, New York, pp. 261-273.
- Zilch, K., Reinecke, R. (2000). *Capacity of shear joints between high-strength precast elements and normal-strength cast-in-place decks*; in Proc. of “fib International Symposium on High Performance Concrete”, Orlando.

Anexo A – Controlo de Medições

Anexo A.1 – Medições das Vigas

No esquema constante na Figura A.1.1 apresentam-se as medições das vigas, para os ensaios com rotura à flexão e rotura ao corte.

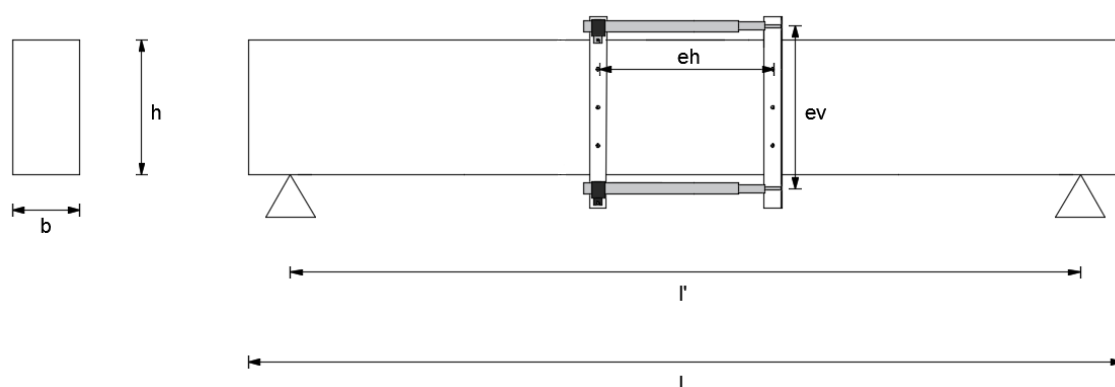


Figura A.1.1 – Esquema de medições

Legenda: b – largura (m); h – altura (m); l – comprimento real (m) l' – vão teórico (m); eh – comprimento medido na horizontal, dos LVDTs horizontais (m); ev – distância, medida na vertical, entre os LVDTs horizontais (m);

Assim de seguida apresentam-se as dimensões das vigas e dos LVDTs:

$$b = 0,120 \text{ m}$$

$$h = 0,240 \text{ m}$$

$$l = 1,50 \text{ m}$$

$$l' = 1,40 \text{ m}$$

$$eh = 0,240 \text{ m}$$

$$ev = 0,310 \text{ m}$$

A.2 - Relação Força do Atuador - Σ Reações

Nas Figuras A.2.1 a A.2.4 apresenta-se a relação entre força do atuador e o somatório das reações. Os valores foram obtidos através das leituras do atuador e das células de carga colocadas nos apoios, sendo a aquisição feita através de *software*.

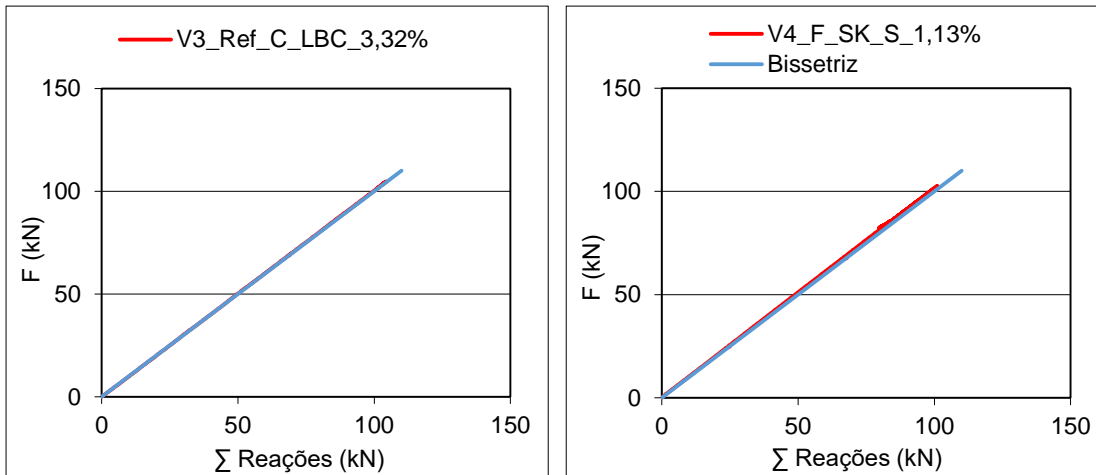


Figura A.2.1 – Diagramas força-somatório das reações das vigas V3_Ref_C_LBC_3,32% e V4_F_SK_S_1,3%.

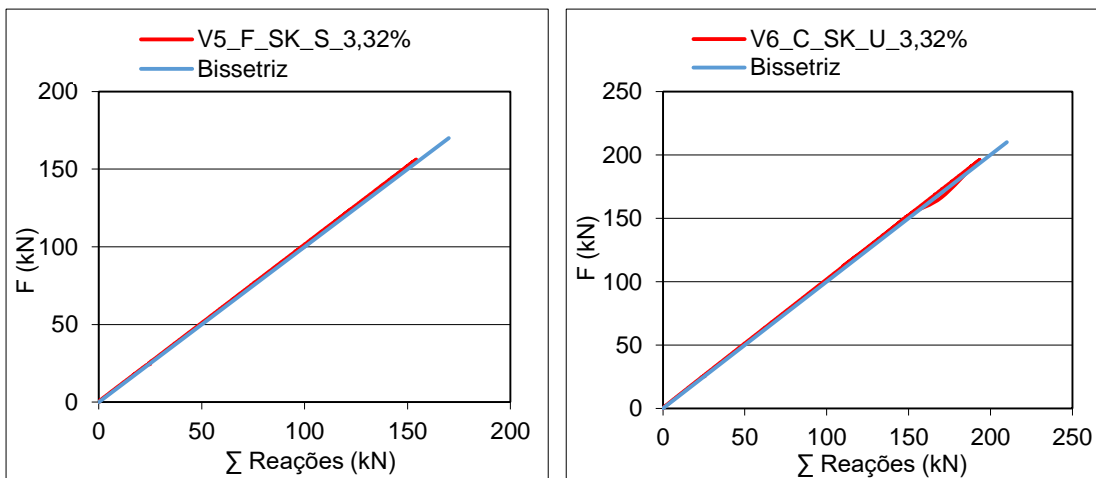


Figura A.2.2 – Diagramas força-somatório das reações das vigas V5_F_SK_S_3,32% e V6_C_SK_U_3,32%.

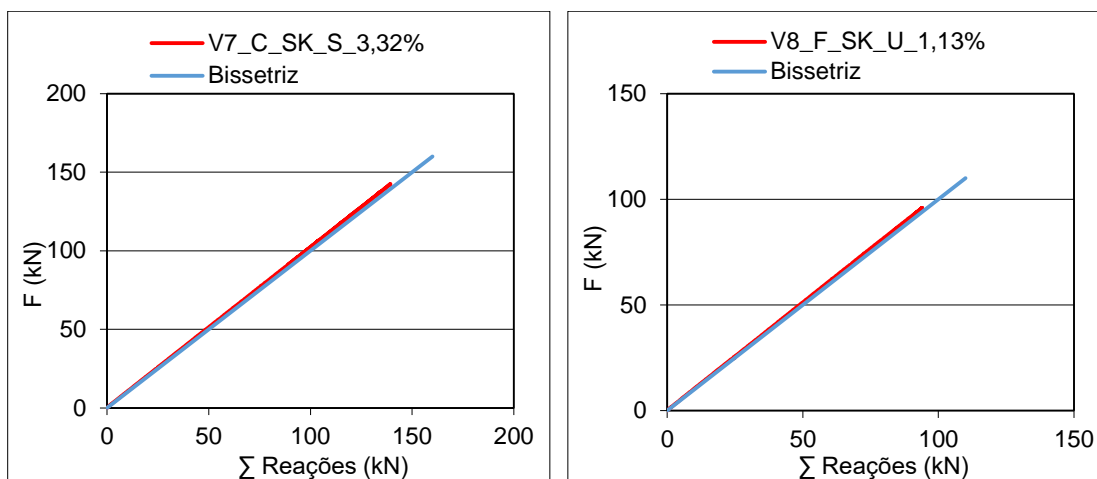


Figura A.2.3 – Diagramas força-somatório das reações das vigas V7_C_SK_S_3,32% e V8_F_SK_U_1,13%.

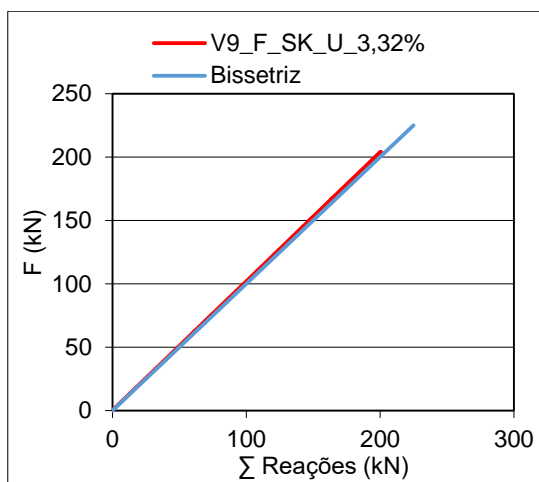


Figura A.2.4 – Diagrama força-somatório das reações da viga V9_F_SK_U_3,32%.

A.3 - Deslocamento na secção a meio vão

Nas Figuras A.3.1 a A.3.4 apresenta-se o deslocamento na secção a meio vão. Os valores foram obtidos através das leituras do atuador e de um LVDT2 colocado a meio vão.

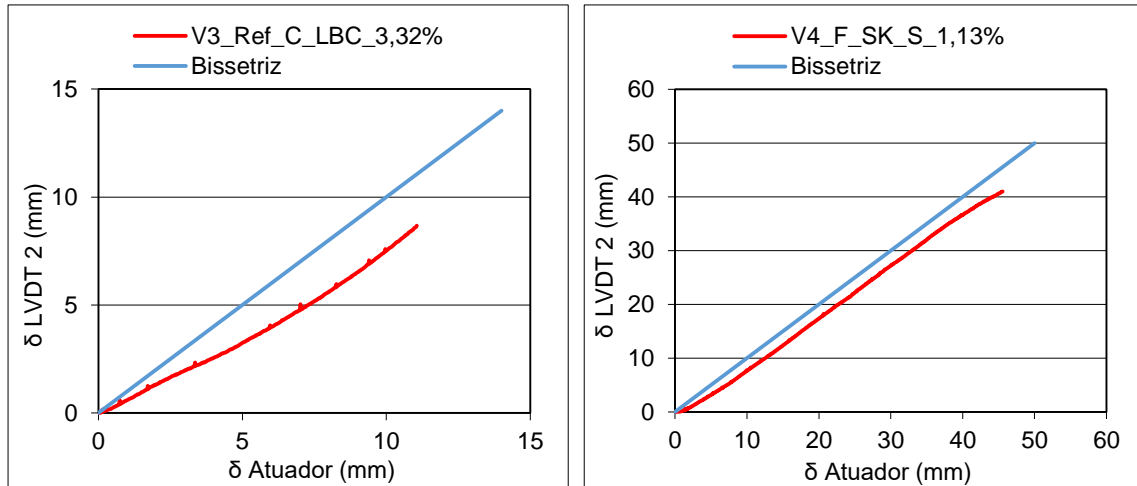


Figura A.3.1 – Diagramas do deslocamento a meio vão das vigas V3_Ref_C_LBC_3,32% e V4_F_SK_S_1,3%.

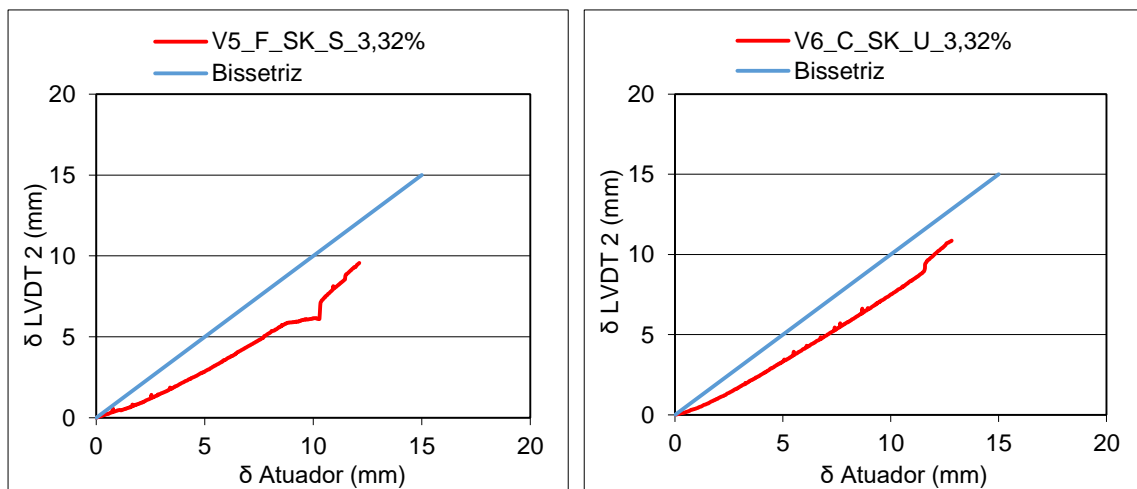


Figura A.3.2 – Diagramas do deslocamento a meio vão das vigas V5_F_SK_S_3,32% e V6_C_SK_U_3,32%.

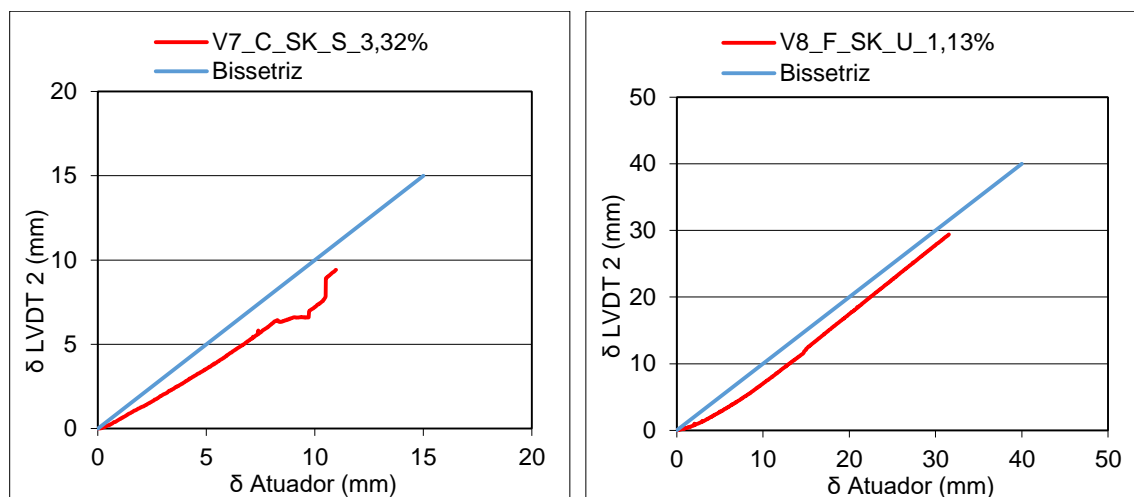


Figura A.3.3 – Diagramas do deslocamento a meio vão das vigas V7_C_SK_S_3,32% e V8_F_SK_U_1,13%.

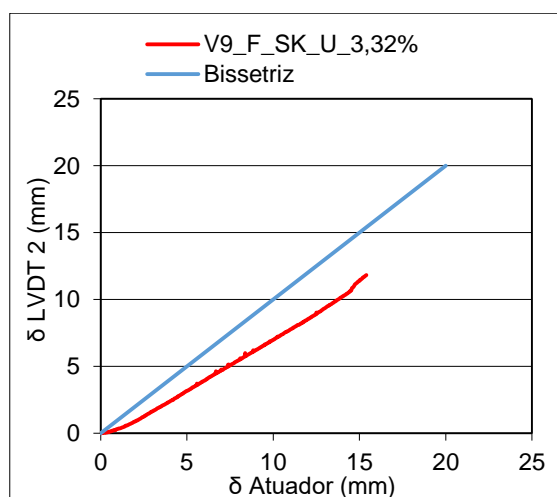


Figura A.3.4 – Diagrama do deslocamento a meio vão da viga V9_F_SK_U_3,32%.

A.4 - Deslocamento do LVDT1 e LVDT3

Nas Figuras A.4.1 a A.4.4 apresenta-se o deslocamento LVDT1 e LVDT3. Os valores foram obtidos através das leituras dos LVDTs nos pontos previamente selecionados, sendo apresentada a sua localização no programa experimental.

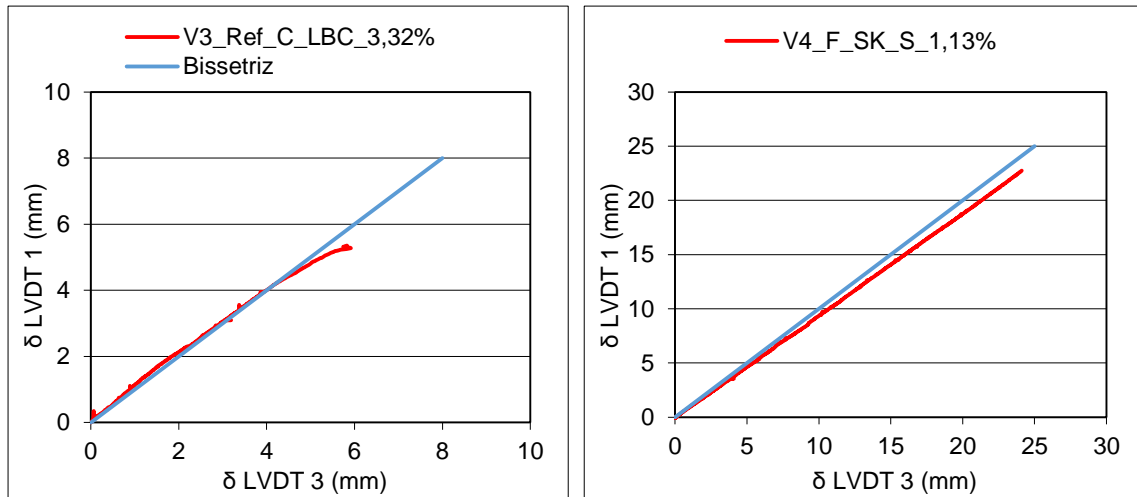


Figura A.4.1 – Diagramas do deslocamento LVDT1 e LVDT3 das vigas V3_Ref_C_LBC_3,32% e V4_F_SK_S_1,13%.

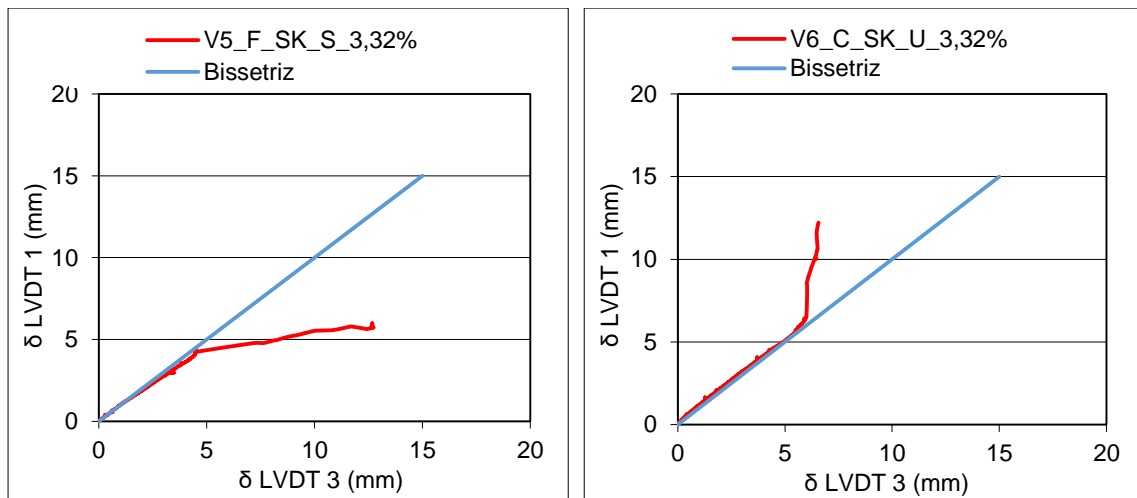


Figura A.4.2 – Diagramas do deslocamento LVDT1 e LVDT3 das vigas V5_F_SK_S_3,32% e V6_C_SK_U_3,32%.

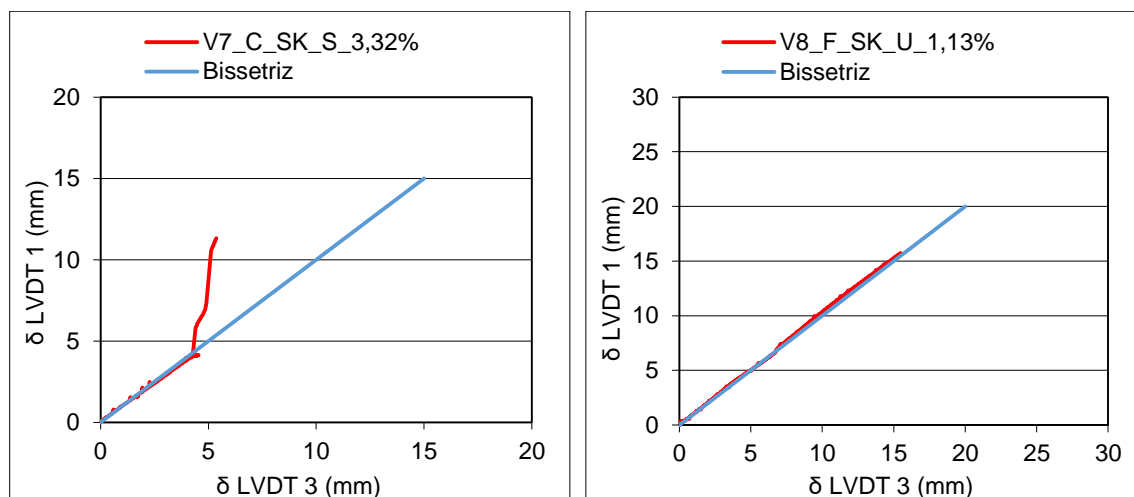


Figura A.4.3 – Diagramas do deslocamento LVDT1 e LVDT3 das vigas V7_C_SK_S_3,32% e V8_F_SK_U_1,13%.

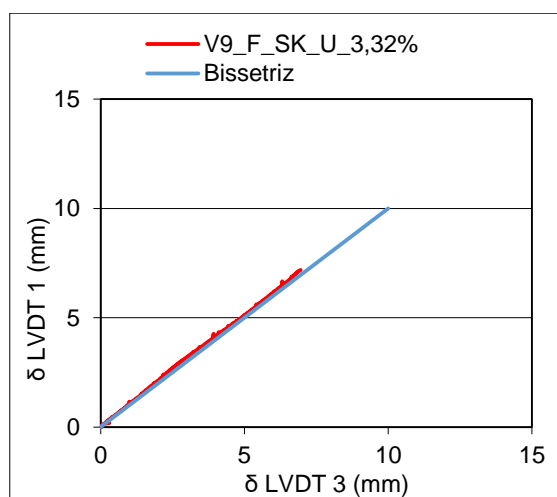


Figura A.4.4 – Diagramas do deslocamento LVDT1 e LVDT3 da viga V9_F_SK_U_3,32%.

Anexo B – Relação Carga-Deslocamento – Rotura à Flexão

Nas Figuras B.1 e B.2 apresentam-se os diagramas $F - \delta$ para diferentes taxas de armadura, com a ‘superskin’ formando uma peça única e separada.

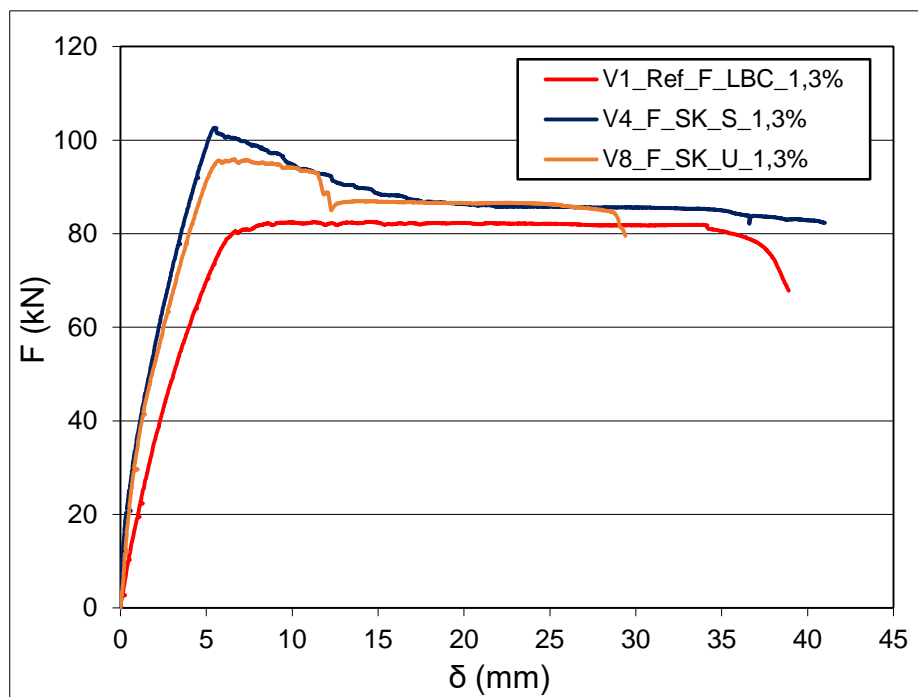


Figura B.1 – Diagramas carga-deslocamento das vigas com rotura à flexão – $\rho = 1.3\%$

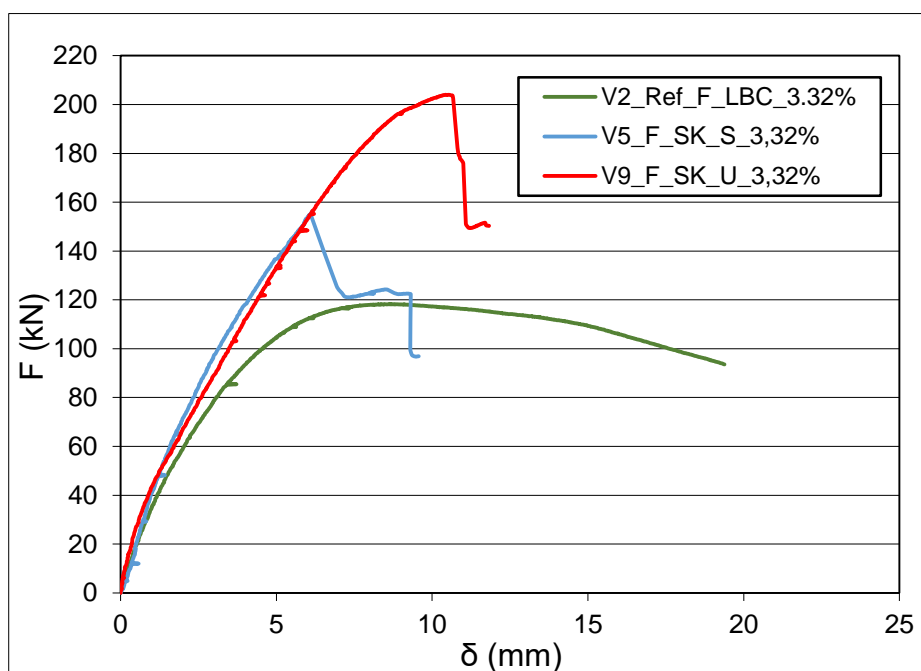


Figura B.2 – Diagramas carga-deslocamento das vigas com rotura à flexão – $\rho = 3.32\%$

Anexo C – Relação Carga-Deslocamento – Rotura ao Corte

Na Figura C.1 apresenta-se os diagramas $F - \delta$ para a taxa de armadura, $\rho = 3.32\%$, com a ‘superskin’ formando uma peça única e separada.

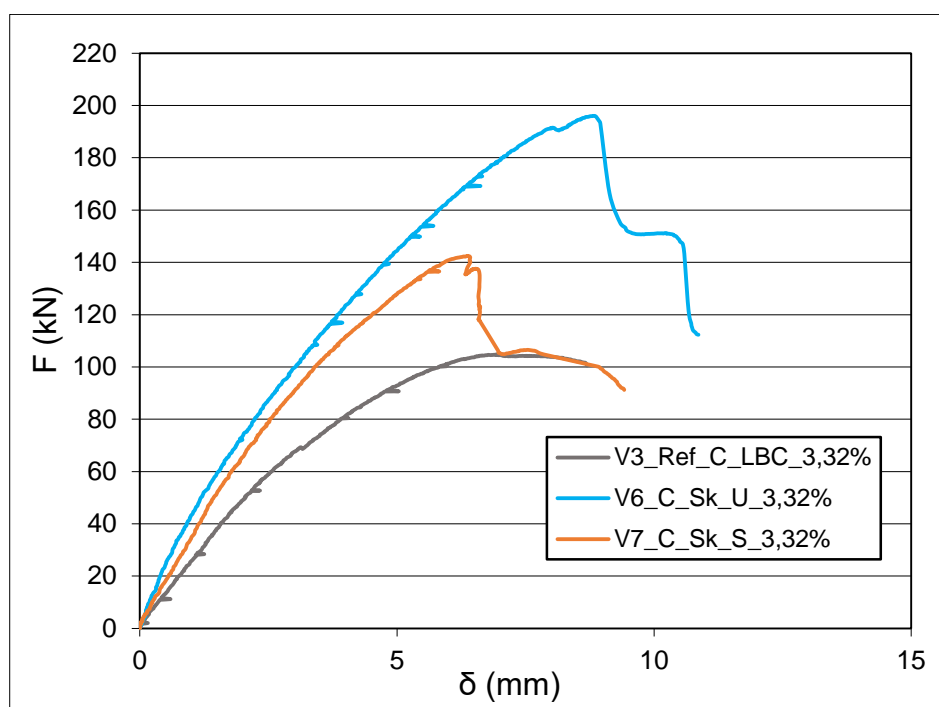


Figura C.1 – Diagramas carga-deslocamento das vigas com rotura ao corte – $\rho = 3.32\%$

Anexo D – Determinação da Curvatura Experimental

A curvatura na região crítica da viga (zona de momentos máximos) foi determinada através dos transdutores de deslocamento horizontais (Figura D.1). Foram utilizados dois métodos diferentes para a determinação da curvatura.

Método 1

Pelo método 1, a curvatura foi determinada através dos transdutores de deslocamento horizontais de acordo com o esquema apresentado.

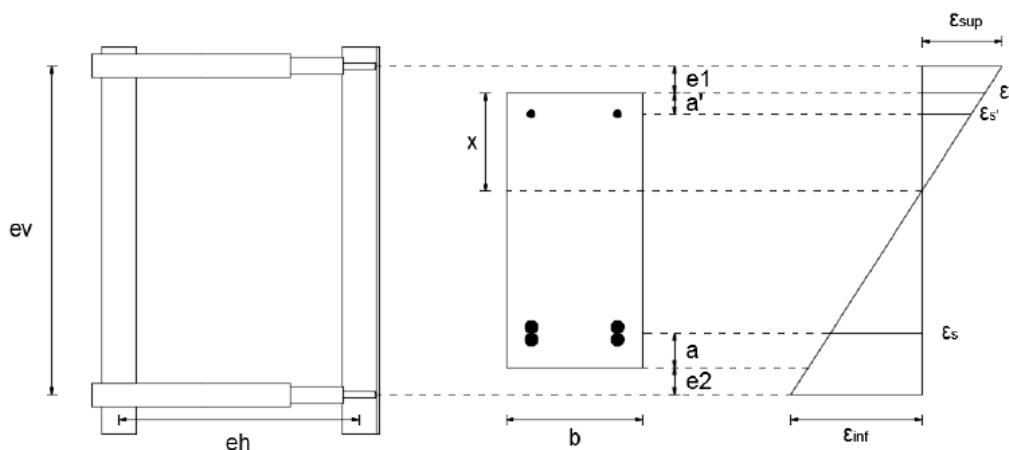


Figura D.1 – Esquemas para cálculo da curvatura

Para o cálculo dos valores de curvatura considerou-se:

$$1/r \text{ (m}^{-1}\text{)} = \frac{|\varepsilon_c| + |\varepsilon_s|}{d} \quad (\text{D.1})$$

Mas, na verdade, a curvatura também pode ser calculada da seguinte forma:

$$1/r \text{ (m}^{-1}\text{)} = \frac{|\varepsilon_{sup}| + |\varepsilon_{inf}|}{ev} \quad (\text{D.2})$$

Em que:

$$\varepsilon_{sup} = \frac{\varepsilon_{lvdts}}{eh \times 10^{-3}} \quad (\text{D.3})$$

$$\varepsilon_{inf} = \frac{\varepsilon_{lvdt,i}}{ev \times 10^{-3}} \quad (\text{D.4})$$

Legenda: $1/r$ - curvatura da seção (m^{-1}); ε_c - valor da extensão no betão; ε_s - valor da extensão na armadura tracionada; d - altura útil da seção (m); ε_{sup} - valor da extensão superior; ε_{inf} - valor da extensão inferior; ev - distância, medida na vertical, entre os LVDTs horizontais (m); $\varepsilon_{lvdt,s}$ - valor da extensão medida no LVDT horizontal superior (mm); $\varepsilon_{lvdt,i}$ - valor da extensão medida no LVDT horizontal inferior (mm); eh - comprimento medido na horizontal, dos LVDTs horizontais (m);

Método 2

O método 2 consiste na utilização de um modelo matemático para a determinação da curvatura que tem por base os valores da deformada das vigas, nos pontos previamente seleccionados. A aquisição dos dados foi feita através de LVDTs colocados nos pontos seleccionados.

No cálculo da curvatura, através do método 2 considerou-se os esquemas seguintes:

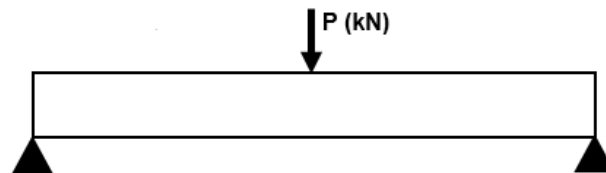


Figura D.2 – Esquema com carga imposta.



Figura D.3 – Esquema com a deformada de acordo com a carga imposta.

No cálculo dos valores da curvatura pelo método 2 foi utilizada a seguinte expressão como base:

$$1/r \ (m^{-1}) = \frac{M}{EI} = \frac{d^2_y}{dx^2} \quad (\text{D.5})$$

Tendo em conta a expressão anterior constatou-se que a expressão para obter a equação da reta da deformada é um polinómio de 3º grau:

$$y = ax^3 + bx^2 + cx + d \quad (\text{D.6})$$

Assim, para representar a equação exata da reta da deformada é necessário derivar a equação anterior:

$$y^1 = 3ax^2 + 2bx + c \quad (\text{D.7})$$

$$y^2 = 6ax + 2b \quad (\text{D.8})$$

O próximo desafio foi determinar os valores de ‘a’ e ‘b’, para isso recorreu-se a uma projeção linear através do *Microsoft Excel*® utilizando os dados obtidos pelos LVDTs nos pontos selecionados. Os pontos encontram-se a 0m; 0,35m, 0,70m; 1,05m e 1,40m do início das vigas.

Finalmente, para determinar a curvatura optou-se por escolher 3 pontos dentro da região crítica da viga. Através da equação D.8 obteve-se a curvatura média com base nesses pontos. Os pontos escolhidos foram: $x_1=0,70$ m; $x_2=0,58$ m e $x_3=0,82$ m.

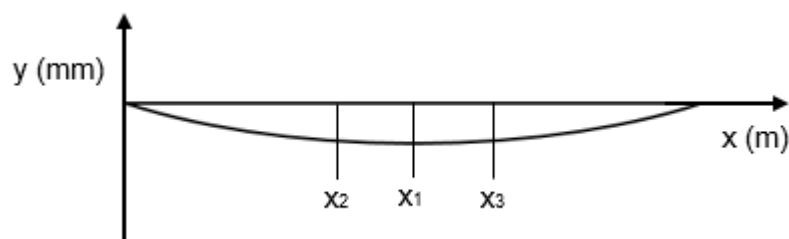


Figura D.4 – Esquema com a localização dos pontos.

Anexo E – Relação $M - 1/r$ - Rotura à Flexão

Nas Figuras E.1 a E.5 apresentam-se os diagramas $M-1/r$ das vigas com rotura à flexão, comparando sempre os dois métodos.

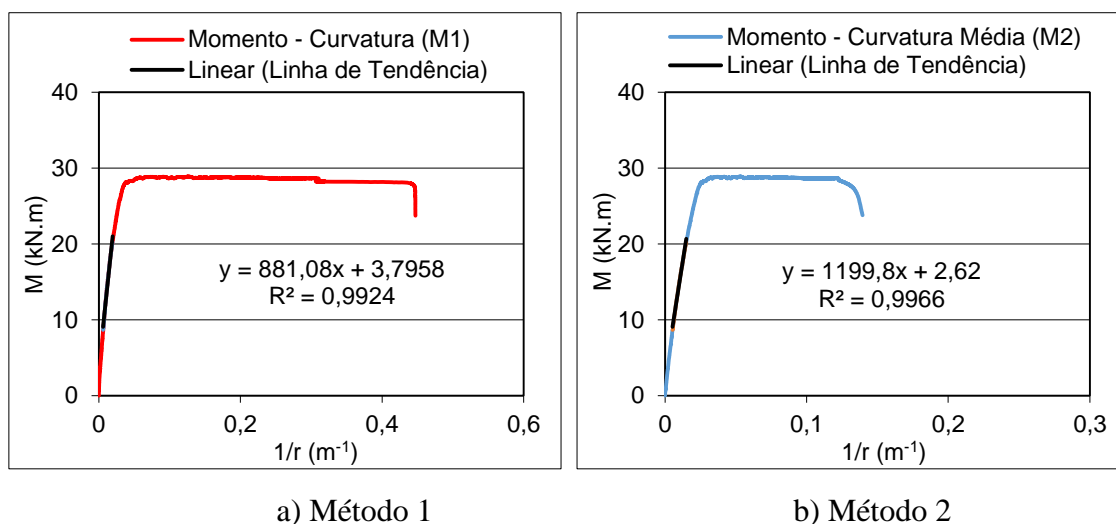


Figura E. 1 – Diagramas $M-1/r$ da viga V1_Ref_F_LBC_1,3%

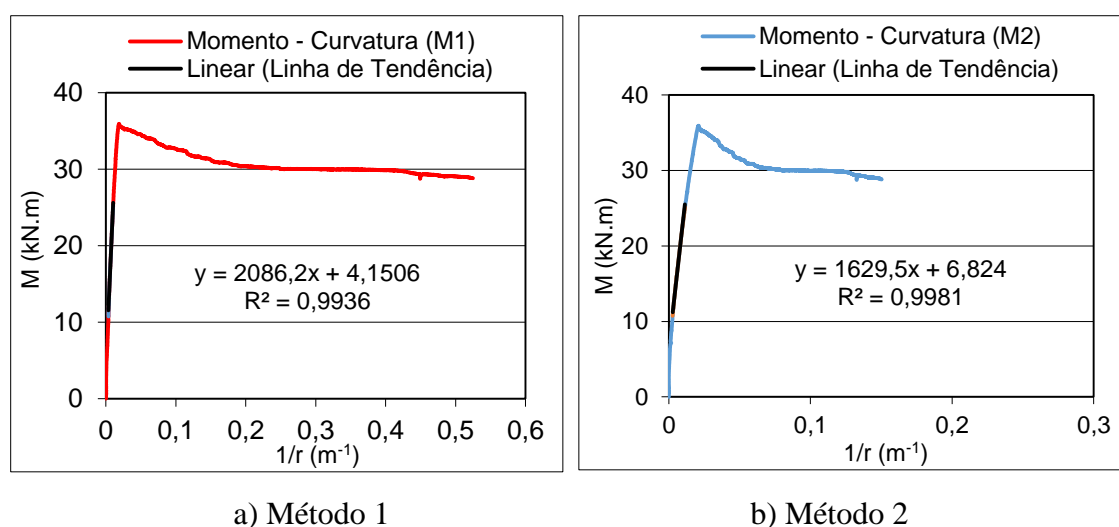
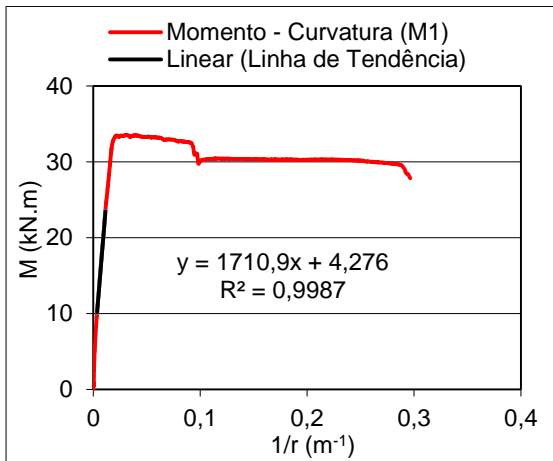
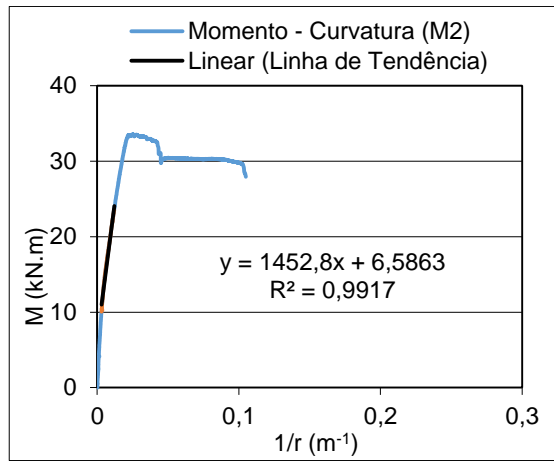


Figura E. 2 – Diagramas $M-1/r$ da viga V4_F_SK_S_1,3%

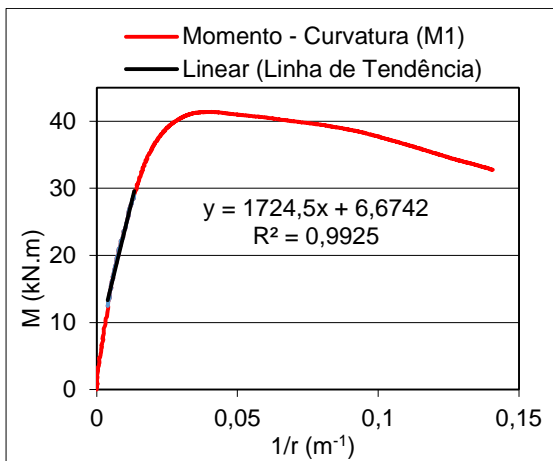


a) Método 1

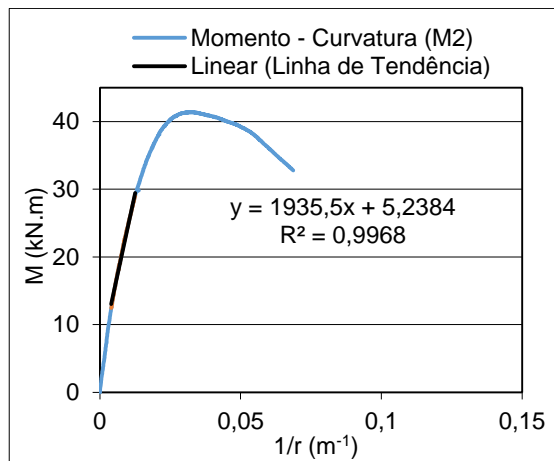


b) Método 2

Figura E. 3 – Diagramas $M-1/r$ da viga V8_F_SK_U_1,3%

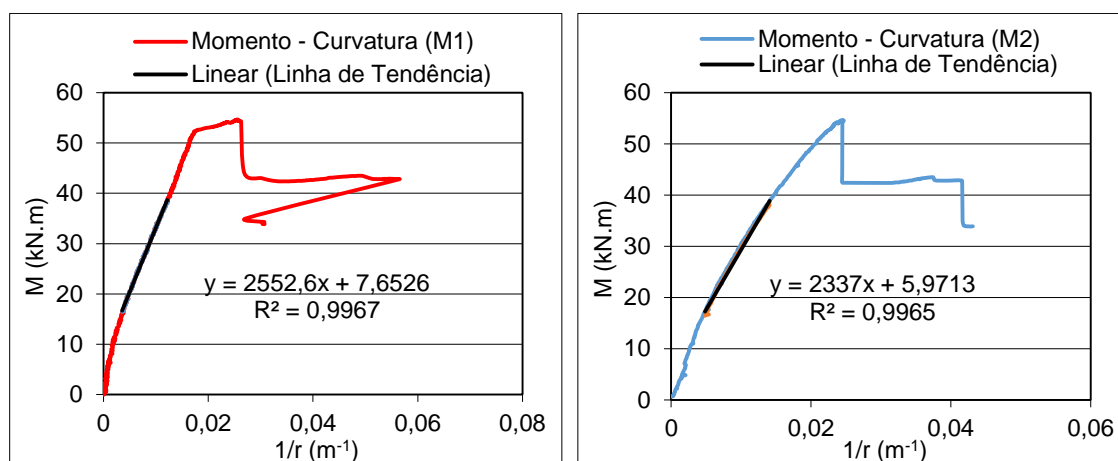


a) Método 1



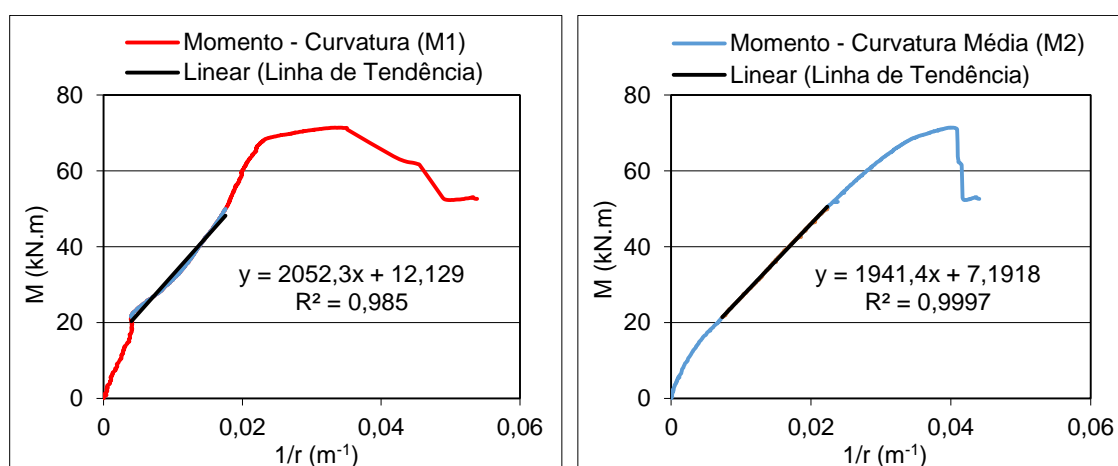
b) Método 2

Figura E. 4 – Diagramas $M-1/r$ da viga V2_Ref_F_LBC_3,32%



a) Método 1

b) Método 2

Figura E. 5 – Diagramas $M-1/r$ da viga V5_F_SK_S_3,32%

a) Método 1

b) Método 2

Figura E. 6 – Diagramas $M-1/r$ da viga V9_F_SK_U_3,32%

Anexo F – Relação $M - 1/r$ - Rotura ao Corte

Nas Figuras F.1 a F.3 apresentam-se os diagramas $M-1/r$ das vigas com rotura ao corte, comparando sempre os dois métodos.

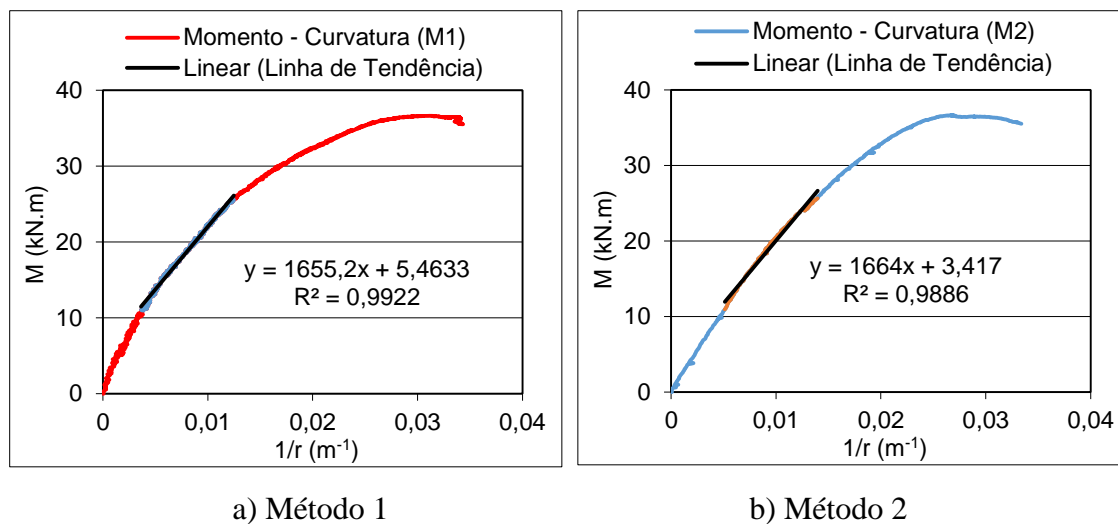


Figura F.1 – Diagramas $M-1/r$ da viga V3_Ref_C_LBC_3,32%

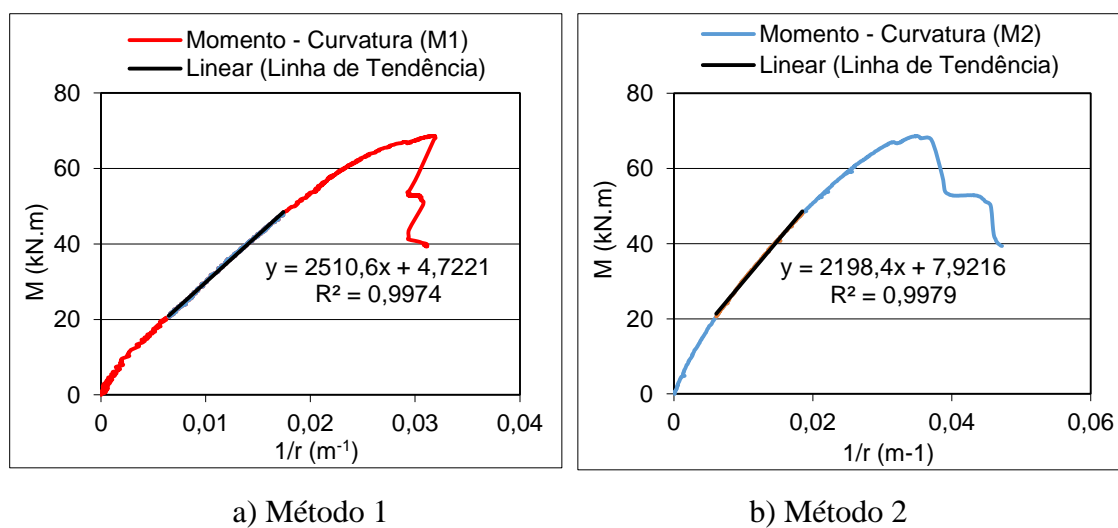
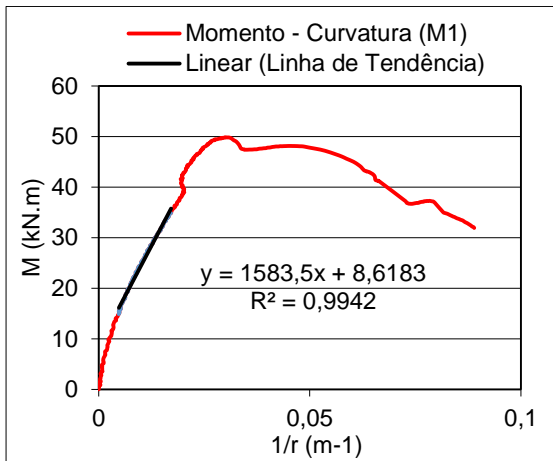
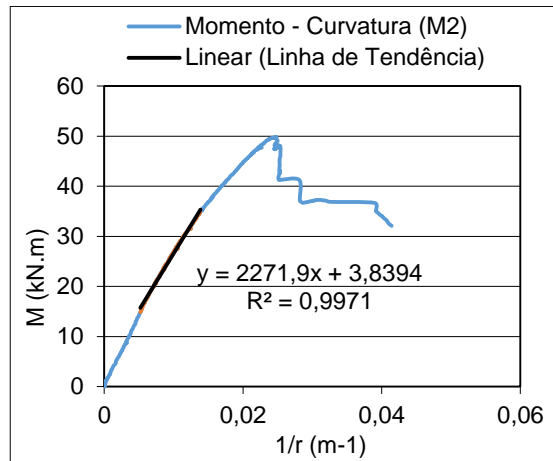


Figura F. 2 – Diagramas $M-1/r$ da viga V6_C_SK_U_3,32%



a) Método 1



b) Método 2

Figura F. 3 – Diagramas $M-1/r$ da viga V7_C_SK_S_3,32%

Anexo G – Cálculo do $EI_{I,teo}$ e do $EI_{II,teo}$

O cálculo da rigidez teórica ($EI_{I,teo}$ e $EI_{II,teo}$) realiza-se de formas diferentes, isto é, o esquema de cálculo varia entre as vigas de referência e as vigas com ‘superskin’.

- Vigas de referência

Rigidez “Estado I”

A previsão teórica do valor da rigidez para o “Estado I” ($EI_{I,teo}$) foi feita considerando a secção de betão homogeneizada.

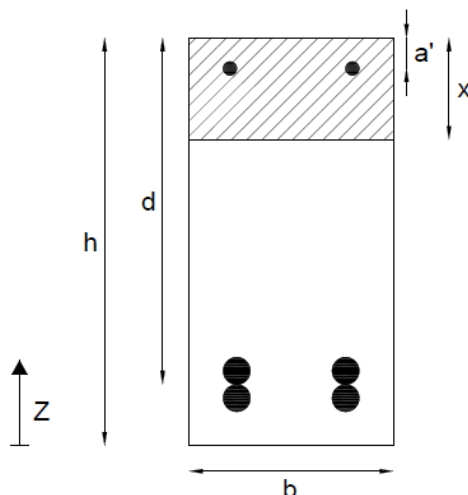


Figura I.1 – Esquema para o cálculo da inércia

O cálculo do valor de $EI_{I,teo}$ baseou-se na informação da Figura I.1 e na seguinte genealogia:

$$\alpha_1 = \frac{E_s}{E_{c,LBC}} \quad (\text{I.1})$$

$$A_{bet\tilde{a}o}(m^2) = b \times h \quad (\text{I.2})$$

$$A_{s,homog.}(m^2) = A_s \times \alpha_1 \quad (\text{I.3})$$

$$A_{s,homog.}'(m^2) = A_s' \times \alpha_1 \quad (I.4)$$

$$Z_G(m) = \frac{A_{bet\tilde{a}o} \times Z_{bet\tilde{a}o} + A_{s,homog.} \times Z_{As} + A_{s,homog.}' \times Z_{As'}}{A_{n\acute{u}cleo} + A_{s,homog.} + A_{s,homog.}'} \quad (I.5)$$

$$I_{bet\tilde{a}o}(m^4) = \frac{b \times h^3}{12} + A_{bet\tilde{a}o} \times (Z_{bet\tilde{a}o} - Z_G)^2 \quad (I.6)$$

$$I_{As}(m^4) = A_{s,homog.} \times (Z_{As} - Z_G)^2 \quad (I.7)$$

$$I_{As'}(m^4) = A_{s,homog.}' \times (Z_{As'} - Z_G)^2 \quad (I.8)$$

$$I_{total}(m^4) = I_{n\acute{u}cleo} + I_{As} + I_{As'} \quad (I.9)$$

$$EI_{I,teo}(kN.m^2) = I_{total} \times E_{c,LBC} \quad (I.10)$$

Rigidez “Estado II”

O primeiro passo para a previsão da rigidez para o “Estado II” ($EI_{II,teo}$), com homogeneização, consiste em determinar o valor de x (posição do eixo neutro em fase fendilhada) a partir da seguinte igualdade:

$$x(m) = \frac{\frac{b \times x^2}{2} + A_{s,homog.} \times (h - Z_{As}) + A_{s,homog.}' \times (h - Z_{As'})}{A_{bet\tilde{a}o} + A_{s,homog.} + A_{s,homog.}'} \quad (I.11)$$

Sendo que os restantes passos se incluem em subscrito:

$$\alpha_1 = \frac{E_s}{E_{c,LBC}} \quad (I.12)$$

$$A_{bet\tilde{a}o}(m^2) = b \times h \quad (I.13)$$

$$A_{s,homog.}(m^2) = A_s \times \alpha_1 \quad (\text{I.14})$$

$$A_{s,homog.}'(m^2) = A_s' \times \alpha_1 \quad (\text{I.15})$$

$$Z_G(m) = \frac{A_{bet\tilde{a}o} \times (h - \frac{x}{2}) + A_{s,homog.} \times Z_{As} + A_{s,homog.}' \times Z_{As'}}{A_{n\acute{u}cleo} + A_{s,homog.} + A_{s,homog.}'} \quad (\text{I.16})$$

$$I_{bet\tilde{a}o}(m^4) = \frac{b \times h^3}{12} + A_{bet\tilde{a}o} \times \left((h - \frac{x}{2}) - Z_G \right)^2 \quad (\text{I.17})$$

$$I_{As}(m^4) = A_{s,homog.} \times (Z_{As} - Z_G)^2 \quad (\text{I.18})$$

$$I_{As'}(m^4) = A_{s,homog.}' \times (Z_{As'} - Z_G)^2 \quad (\text{I.19})$$

$$I_{total}(m^4) = I_{n\acute{u}cleo} + I_{As} + I_{As'} \quad (\text{I.20})$$

$$EI_{II,teo}(kN.m^2) = I_{total} \times E_{c,LBC} \quad (\text{I.21})$$

- **Vigas com 'superskin'**

Rigidez “Estado I”

A previsão teórica do valor da rigidez para o “Estado I” ($EI_{I,teo}$) foi feita considerando a secção de betão homogeneizada.

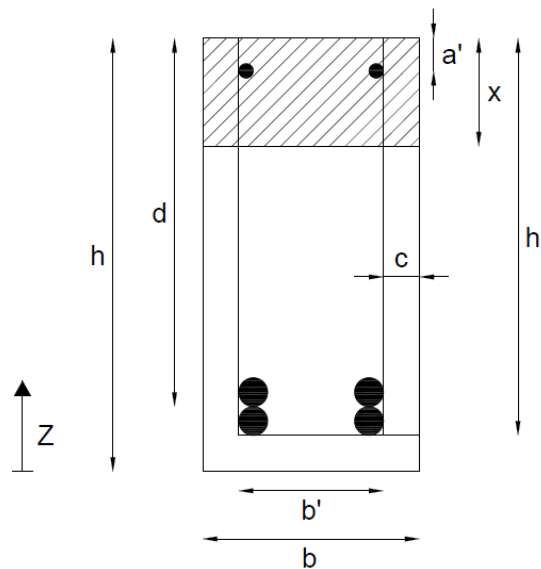


Figura I.2 – Esquema para o cálculo da inércia

O cálculo do valor de $EI_{I,teo}$ baseou-se na informação da Figura I.2 e na seguinte genealogia:

$$\alpha_1 = \frac{E_s}{E_{c,LBC}} \quad (\text{I.22})$$

$$\alpha_2 = \frac{E_{c,UHDC}}{E_{c,LBC}} \quad (\text{I.23})$$

$$A_{núcleo}(m^2) = b' \times h' \quad (\text{I.24})$$

$$A_{s,homog.}(m^2) = A_s \times \alpha_1 \quad (\text{I.25})$$

$$A_{s,homog.}'(m^2) = A_s' \times \alpha_1 \quad (\text{I.26})$$

$$A_{SK,homog.}(m^2) = \alpha_2(2 \times h \times c + b' \times c) \quad (\text{I.27})$$

$$Z_G(m) = \frac{A_{núcleo} \times Z_{núcleo} + A_{s,homog.} \times Z_{As} + A'_{s,homog.} \times Z_{As'} + A_{SK,homog.} \times Z_{SK}}{A_{núcleo} + A_{s,homog.} + A'_{s,homog.} + A_{SK,homog.}} \quad (\text{I.28})$$

$$I_{núcleo}(m^4) = \frac{b' \times h'^3}{12} + A_{núcleo} \times (Z_{núcleo} - Z_G)^2 \quad (\text{I.29})$$

$$I_{As}(m^4) = A_{s,homog.} \times (Z_{As} - Z_G)^2 \quad (\text{I.30})$$

$$I_{As'}(m^4) = A_{s,homog.'} \times (Z_{As'} - Z_G)^2 \quad (\text{I.31})$$

$$I_{SK}(m^4) = \alpha_2 \times \left[2 \times \left(\frac{c \times h^3}{12} + h \times c \times \left(\frac{h}{2} - Z_G \right)^2 \right) + \frac{b' \times c^3}{12} + b' \times c \times \left(Z_G - \frac{c}{2} \right)^2 \right] \quad (\text{I.32})$$

$$I_{total}(m^4) = I_{núcleo} + I_{As} + I_{As'} + I_{SK} \quad (\text{I.33})$$

$$EI_{I,teo}(kN.m^2) = I_{total} \times E_{c,LBC} \quad (\text{I.34})$$

Rigidez “Estado II”

O primeiro passo para a previsão da rigidez para o “Estado II” ($EI_{II,teo}$), com homogeneização, consistia em determinar o valor de x (posição do eixo neutro em fase fendilhada). Assim os valores de x utilizados no cálculo já foram determinados estando indicados no quadro 4.2 do subcapítulo 4.4.1.

O cálculo do valor de $EI_{II,teo}$ baseou-se na informação da Figura J.2 e na seguinte genealogia:

$$\alpha_1 = \frac{E_s}{E_{c,LBC}} \quad (\text{I.35})$$

$$\alpha_2 = \frac{E_{c,UHDC}}{E_{c,LBC}} \quad (I.36)$$

$$A_{núcleo}(m^2) = b' \times x \quad (I.37)$$

$$A_{s,homog.}(m^2) = A_s \times \alpha_1 \quad (I.38)$$

$$A_{s,homog.}'(m^2) = A_s' \times \alpha_1 \quad (I.39)$$

$$A_{SK,homog.}(m^2) = \alpha_2(2 \times x \times c + b' \times c) \quad (I.40)$$

$$I_{núcleo}(m^4) = \frac{b' \times x^3}{12} + A_{núcleo} \times \left(\frac{x}{2} - x\right)^2 \quad (I.41)$$

$$I_{As}(m^4) = A_{s,homog.} \times (d - x)^2 \quad (I.42)$$

$$I_{As'}(m^4) = A_{s,homog.}' \times (x - a')^2 \quad (I.43)$$

$$I_{SK}(m^4) = \alpha_2 \times \left[2 \times \left(\frac{c \times x^3}{12} + x \times c \times \left(\frac{x}{2} - x\right)^2 \right) \right] \quad (I.44)$$

$$I_{total}(m^4) = I_{núcleo} + I_{As} + I_{As'} + I_{SK} \quad (I.45)$$

$$EI_{II,teo}(kN \cdot m^2) = I_{total} \times E_{c,LBC} \quad (I.46)$$

Legenda: α_1 – coeficiente de homogeneização do LBC; α_2 – coeficiente de homogeneização do UHDC; E_s – valor do módulo de elasticidade do aço (GPa); E_c – valor do módulo de elasticidade do betão (GPa); $A_{núcleo}$ – área de núcleo (m^2); b – largura da seção (m); b' – largura da seção do núcleo (m); h – altura da seção (m); h' – altura da seção núcleo (m); a' – distância entre a armadura comprimida e a face superior da seção (m); c – espessura da ‘superskin’; $A_{betão}$ – área de betão (m^2); $A_{s,homog.}$ – área de aço das armaduras tracionadas homogeneizadas (m^2); A_s – área de aço da armadura tracionada (m^2); $A_{s,homog.}'$ – área de aço das armaduras comprimidas homogeneizadas (m^2); A_s' – área de aço da armadura comprimida (m^2); Z_G – centro

de inércia da seção (m); $Z_{núcleo}$ – distância entre a base da seção e o centro da zona do núcleo considerada (m); Z_{As} - distância entre a base da seção e o centro das armaduras tracionadas (m); $Z_{As'}$ - distância entre a base da seção e o centro das armaduras comprimidas (m); Z_{SK} - distância entre a base da seção e o centro da ‘superskin’ (m); $I_{núcleo}$ – inércia do núcleo relativamente ao centro de gravidade da seção (m^4); I_{As} - inércia das armaduras tracionadas relativamente ao centro de gravidade da seção (m^4); $I_{As'}$ - inércia das armaduras comprimidas relativamente ao centro de gravidade da seção (m^4); $I_{núcleo}$ – inércia da ‘superskin’ relativamente ao centro de gravidade da seção (m^4); I_{total} – Inércia total (m^4); $EI_{I,teo}$ – rigidez (teórica) da seção para o “Estado I” ($kN.m^2$); x – profundidade do eixo neutro (em fase fendilhada) (m); $EI_{II,teo}$ – rigidez (teórica) da seção para o “Estado II” ($kN.m^2$).

Anexo H – Cálculo do M_{teo}

M_{teo} – Vigas de referência

A determinação do valor de M_{teo} das vigas de referência foi feita de acordo com uma distribuição retangular equivalente de tensões de compressão (Figura F.1), segundo o procedimento preconizado no EC2, como simplificação do diagrama real.

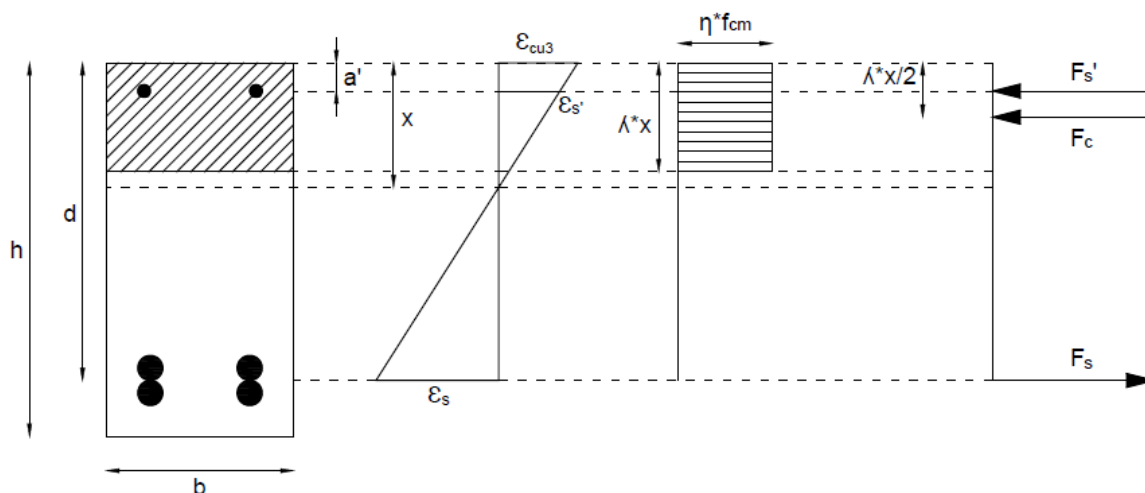


Figura G.1 – Distribuição tensões para cálculo do M_{teo} - vigas sem fibras

Com base nos valores parcelares das Expressões G.1 a G.11:

$$\epsilon_{cu3}(\%) = 3,5 \text{ se } f_{cm,cil} < 50MPa \quad (G.1)$$

$$\epsilon_{cu3}(\%) = 2,6 + 3,5 \times \left(\frac{90 - f_{cm,cil}}{100} \right)^4 \text{ se } f_{cm,cil} > 50MPa \quad (G.2)$$

$$\lambda = 0,8 \text{ se } f_{cm,cil} < 50MPa \quad (G.3)$$

$$\lambda = 0,8 - \left(\frac{f_{cm,cil} - 50}{400} \right) \text{ se } 50 \leq f_{cm,cil} \leq 90MPa \quad (G.4)$$

$$\eta = 1,0 \text{ se } f_{cm,cil} < 50MPa \quad (G.5)$$

$$\eta = 1,0 - \left(\frac{f_{cm,cil} - 50}{200} \right) \text{ se } 50 \leq f_{cm,cil} \leq 90MPa \quad (G.6)$$

$$\varepsilon_{sy}(\text{‰}) = \frac{f_{sy}}{E_s \times 10^3} \times 10^3 \quad (\text{G.7})$$

$$\varepsilon_s'(\text{‰}) = \frac{(x - a') \times \varepsilon_{cu3}}{x} \quad (\text{G.8})$$

$$F_s' (kN) = E_s \times 10^6 \times \varepsilon_s' \times 10^{-3} \times A_s' \quad \text{se } \varepsilon_s' < \varepsilon_{sy} \quad (\text{G.9})$$

$$F_s' (kN) = f_{sy} \times 10^3 \times A_s' \quad \text{se } \varepsilon_s' > \varepsilon_{sy} \quad (\text{G.10})$$

$$F_c (kN) = b \times \lambda \times x \times \eta \times f_{cm,cil} \times 10^3 \quad (\text{G.11})$$

O valor de x foi determinado através de um processo iterativo até obter uma igualdade da Expressão G.12.

$$F_c + F_s' = F_s \quad (\text{G.12})$$

Com,

$$F_s (kN) = f_{sy} \times 10^3 \times A_s \quad (\text{G.13})$$

Em que,

$$f_{Ftu}(MPa) = f_{Fts} - \frac{w_u}{CMOD_3} (f_{Fts} - 0,5 f_{R3} + 0,2 f_{R1}) \geq 1,0 \quad (G.18)$$

$$f_{Fts}(MPa) = 0,45 f_{R1} \quad (G.19)$$

$$f_{Ri}(MPa) = \frac{3}{2} \times F_i \times 10^3 \times \frac{l_R}{b_R \times h_R^2} \quad (G.20)$$

A posição do eixo neutro (x) foi determinado através de um processo iterativo até obter uma igualdade da Expressão G.12.

$$F_c + F'_S + F_{c,SK} = F_S + F_{c,SK,l} + F_{c,SK,b} \quad (G.21)$$

Legenda: F'_S - força na armadura comprimida (kN); d - altura útil da seção (m); d' - distância entre a armadura comprimida e a face superior da seção (m); h - altura da seção (m) F_c - força no betão (kN); λ e η - coeficientes (MC2010); x - profundidade do eixo neutro (m); $F_{c,SK}$ - força no betão na zona da 'superskin' (kN); $F_{c,SK,l}$ - força no betão na lateral da 'superskin' (kN); $F_{c,SK,b}$ - força no betão na base da 'superskin' (kN); ε_{cu3} - extensão última do betão (%); ε_s - extensão do aço da armadura tracionada (%); ε_F - extensão na 'superskin' (%); f_{Ftu} - máxima resistência residual no betão armado com fibras ('superskin') (kN); $f_{cm,cil}$ - valor médio da tensão de rotura do betão à compressão (cilindros) (MPa); c - espessura da 'superskin'; f_{Ri} - valor médio da resistência residual à tração por flexão para determinada flecha central (MPa); f_{Rl} - valor médio da resistência residual à tração por flexão para uma flecha central de 0,47 mm (MPa); f_{R3} - valor médio da resistência residual à tração por flexão para uma flecha central de 2,17mm (MPa); f_{Ftu} - valor característico da resistência residual à tração final do betão com fibras (kN); w_u e $CMOD_3$ - coeficientes (MC2010); F_i - valor da força à tração segundo o coeficiente CMOD (kN); f_{Fts} - resistência pós-pico no betão armado com fibras ('superskin') (MPa); l_r , b_r e h_r - valores do provete do ensaio à tração por flexão (m);

Anexo I – Cálculo do V_{teo}

V_{teo} – Vigas de referência

O valor de V_{teo} das vigas de referência foi determinado utilizando a expressão segundo o indicado no Model Code 2010 (Expressão G.1).

$$V_{Rd} = V_{Rd,c} + V_{Rd,s} \quad (\text{H.1})$$

Sendo que:

$$V_{Rd,Máx} = k_c \times \frac{f_{cm,cil}}{\gamma_c} \times b_w \times z \times \sin \theta \times \cos \theta \quad (\text{H.2})$$

em que,

$$k_c = k_\varepsilon \times \eta_{fc} \quad (\text{H.3})$$

$$\eta_{fc} = \left(\frac{30}{f_{cm,cil}} \right)^{\frac{1}{3}} \leq 1,0 \quad (\text{H.4})$$

$$k_\varepsilon = 0,55 \text{ (nivel 1)} \quad (\text{H.5})$$

Com as seguintes componentes:

- contributo do aço

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{S_w} \times z \times f_{ywd} \times \cot \theta \quad (\text{H.6})$$

Sendo que:.

$$\rho_w \geq 0,08 \frac{\sqrt{f_{ck}}}{f_{yk}} \times z \times b_w \quad (\text{H.7})$$

$$z = 0,9 \times d \quad (\text{H.8})$$

- contributo do betão

$$V_{Rd,c} = k_v \frac{\sqrt{f_{cm,cil}}}{\gamma_c} \times z \times b_w \quad (\text{H.9})$$

Em que:

$$k_v = \frac{180}{1000 + 1.25 \times z} \quad (\text{nivel 1}) \quad (\text{H.10})$$

V_{teo} – Vigas com superskin reforçada com fibras

O cálculo do V_{teo} das vigas com ‘superskin’ foi realizado tendo em conta o MC 2010, tal como as vigas de referência. Assim, a resistência ao esforço transversal teórico é determinada pela seguinte expressão:

$$V_{Rd} = V_{Rd,s} + V_{Rd,c} + V_{Rd,F} \quad (\text{H.11})$$

Com as seguintes componentes:

- contributo do betão

$$V_{Rd,c} = k_v \frac{\sqrt{f_{cm,cil}}}{\gamma_c} \times z \times b_w \quad (\text{H.12})$$

Em que:

$$k_v = \frac{180}{1000 + 1.25 \times z} \quad (\text{nivel 1}) \quad (\text{H.13})$$

- contributo do aço

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw}}{S_w} \times z \times f_{ywd} \times (\cot \theta + \cot \alpha) \sin \alpha \quad (\text{H.14})$$

e é calculado da mesma forma que V_{Rds} dos elementos sem fibras;

- contributo das fibras

$$V_{Rd,F} = \left\{ \frac{0,18}{\gamma_c} \times k \left[100 \times \rho_1 \left(1 + 7,5 \times \frac{f_{Ftuk}}{f_{cm,cil}} \right) \times f_{cm,cil} \right]^{\frac{1}{3}} \times 0,15\sigma_{cp} \right\} \times b_w \times d \quad (\text{H.15})$$

em que,

$$f_{Ftuk} = f_{Fts} - \frac{w_u}{CMDO_3} (f_{Fts} - 0,5f_{R3} + 0,2f_{R1}) \geq 0 \quad (\text{H.16})$$

e,

$$f_{Fts} = 0,45 \times f_{R1} \quad (\text{H.17})$$

Com o cálculo intermédio:

$$0,15\sigma_{cp} = 0 \quad (\text{H.18})$$

Sendo que:

$$V_{Rd,Fmin} = (v_{min} + 0,15\sigma_{cp}) \times b_w \times d \quad (\text{H.19})$$

$$v_{min} = 0,035 \times k_1^{\frac{3}{2}} \times f_{cm,cil}^{\frac{1}{2}} \quad (\text{H.20})$$

Com,

$$k_1 = 1 + \sqrt{\frac{200}{d}} \leq 2,0 \quad (\text{H.21})$$

Legenda: A_{sw} – área de armadura transversal (m^2); s_w – espaçamento entre estribos (m); z – distancia ao eixo neutro (m); f_{ywd} – valor característico do aço (MPa); γ_c – fator de segurança; θ – inclinação das tensões de compressão (em graus); α – inclinação dos estribos em relação ao eixo (em graus); $f_{cm,cil}$ – valor médio da tensão de rotura do betão à compressão

(cilindros) (MPa); k_c - coeficiente (MC2010); k_v - fator para membros sem carga axial significativa; ρ_w - percentagem de armadura transversal; b_w - menor largura da seção transversal na área tracionada (igual a b) (mm). ρ_l - taxa de armadura longitudinal; k - fator que leva em consideração o efeito de tamanho; f_{Ftuk} - valor característico da resistência à tração residual máxima para FRC (MPa). d - altura útil da seção (mm); f_{Rts} - resistência residual de manutenção; f_{R1} - valor da resistência residual à tração por flexão para uma flecha central de 0,5 mm (MPa); f_{R3} - valor da resistência residual à tração por flexão para uma flecha central de 2,5 mm (MPa); k_1 - coeficiente (MC2010).